

CONCREÇÕES LATERÍTIAS: PROPRIEDADES BÁSICAS E SUA
UTILIZAÇÃO EM VIGAS ISOSTÁTICAS SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES

[REDACTED]

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

[REDACTED]

CONCREÇÕES LATERÍTIAS: PROPRIEDADES BÁSICAS E SUA
UTILIZAÇÃO EM VIGAS ISOSTÁTICAS SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES

MÍLTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO

[REDACTED]

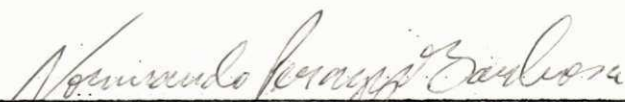
[REDACTED]

CAMPINA GRANDE
JANEIRO - 1986

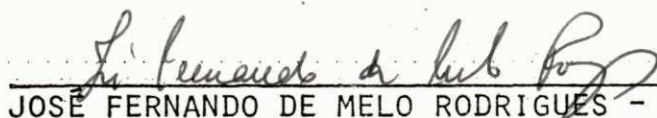
CONCREÇÕES LATERÍTIAS: PROPRIEDADES BÁSICAS E SUA UTILI
ZACÃO EM VIGAS ISOSTÁTICAS SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES

MÍLTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO

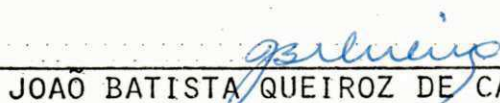
DISSERTAÇÃO APROVADA EM 17-01-1986

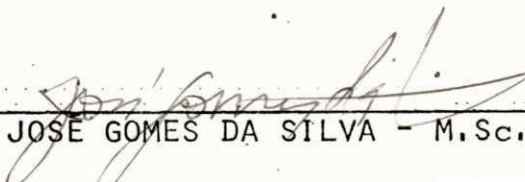


PROF. NORMANDO PERAZZO BARBOSA - DOUTOR



JOSE FERNANDO DE MELO RODRIGUES - ESPECIALISTA


JOÃO BATISTA QUEIROZ DE CARVALHO - Ph.D


JOSE GOMES DA SILVA - M.Sc.

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA

JANEIRO - 1986

MÍLTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO

ENGENHEIRO CIVIL

CONCREÇÕES LATERÍTICAS: PROPRIEDADES BÁSICAS E SUA
UTILIZAÇÃO EM VIGAS ISOSTÁTICAS SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES

Dissertação apresentada ao Curso de
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL da Uni
versidade Federal da Paraíba, em cum
primento às exigências para obten
ção do Grau de Mestre.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

JOÃO BATISTA QUEIROZ DE CARVALHO Ph.D
Orientador

JOSÉ GOMES DA SILVA M.Sc.
Co-Orientador

NORMANDO PERAZZO BARBOSA Doc.Ing.
Co-Orientador

CAMPINA GRANDE
JANEIRO - 1986

CONCREÇÕES LATERÍTIAS: PROPRIEDADES BÁSICAS E SUA
UTILIZAÇÃO EM VIGAS ISOSTÁTICAS SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES

MÍLTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO
ENGENHEIRO CIVIL

DISSERTAÇÃO APROVADA EM 17/01 /86

JOÃO BATISTA QUEIROZ DE CARVALHO Ph.D.
Orientador

JOSÉ GOMES DA SILVA M.Sc.
Co-Orientador

NORMANDO PERAZZO BARBOSA Doc.Ing.
Co-Orientador

JOSÉ FERNANDO DE MELO RODRIGUES Esp.
Componente da Banca

CAMPINA GRANDE

JANEIRO - 1986

DIGITALIZAÇÃO:

SISTEMOTECA - UFCG

À Engenharia Brasileira.

Aos meus pais, Mílton e Josefa

Aos meus irmãos, Helenice, Haroldo
e Hamilton

À minha esposa Maria de Fátima

Aos meus filhos Cristiano Emmanuel
e Rodrigo.

Dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Expresso reconhecidamente os meus agradecimentos pela elaboração deste trabalho.

- Ao Professor João Batista Queiroz de Carvalho, M.Sc.; Ph.D., do Departamento de Engenharia Civil da UFPB, pela orientação.
- Aos Professores José Gomes da Silva, M.Sc., e Normando Perazzo Barbosa, M.Sc., Doc.Ing; ambos do Departamento de Engenharia Civil (DEC-UFPB) pela Co-Orientação.
- Ao Professor Krosrow Ghavami, B.Sc., M.Sc., D.I.C, Ph.D., do Departamento de Engenharia Civil da PUC-RJ, pelas valiosas orientações no trabalho de laboratório.
- Ao Professor José Fernando de Melo Rodrigues, da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Pernambuco, pela disponibilidade em julgar este trabalho.
- Ao Professor Edson da Costa Pereira do (DEC-UFPB), pela sua ajuda tão valiosa em vários momentos.
- Ao Engenheiro Williams Guimarães, Laboratoristas Elpídio, Zumildo e Marcos do (DEC-UFPB) e ao sobrinho Cláudio Norberto pela ajuda nos serviços técnicos de laboratório. A Vandenberg dos Santos pelos serviços datilográficos.
- A todos os Professores do Departamento de Engenharia Civil da UFPB e, em especial, aos das áreas de Estruturas

e Geotecnia, de quem tanto apoio recebi durante todo o trbalho. À professora Leônia Leão pela revisão do texto.

- Aos Professores Edvaldo de Souza do Ó, Ex-Reitor da FURNE, e Sebastião Guimarães Vieira, Ex-Pró-Reitor do Campus II-UFPB, pela ajuda que sempre me foi dada em vários momentos.
 - Aos meus pais, Milton Bezerra das Chagas e Josefa Mendes das Chagas, exemplos de vida para mim, de coragem, dedicção e amor.
 - À minha esposa e meus filhos, de quem tantos momentos de convívio foram retirados.
 - À minha irmã Helenice, e meus irmãos Haroldo e Hamilton, a quem sou sempre grato por tudo que fizeram por mim.
 - A todos que, de uma maneira ou de outra, contribuíram para a realização deste trabalho.
 - Especialmente a Deus, energia consciente e suprema do universo.
- 

RESUMO

Esta dissertação apresenta os resultados de uma pesquisa desenvolvida com o objetivo de avaliar propriedades físicas, químicas e mecânicas de concreções lateríticas das jazidas Sapê-PB e Mosqueiro-PA, como também estudar propriedades mecânicas do Concreto laterítico e seu comportamento quando empregado em vigas de concreto armado com finalidade estrutural.

Os resultados obtidos permitiram concluir que as concreções lateríticas apresentaram considerável teor de sesquióxidos e são compostos de quartzo, geotita e hematita, sendo a caulinita o único argilomineral presente.

O esmagamento e absorção encontrados, para as concreções de ambas as jazidas, foram superiores aos limites das normas.

Os corpos de prova de concreto com concreções lateríticas, apresentaram valores da relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão, semelhantes com aquelas de concreto convencional. Porém, os valores obtidos para a resistência à compressão simples, dos corpos de prova de concreto laterítico, foram em média, 50 % daqueles valores obtidos para o concreto com agregado convencional.

As vigas estruturais de concreto laterítico, apresentaram um comportamento, em termos de resistência, semelhante

àquela de concreto convencional. Suas flechas mostraram ser apenas pouco superiores às obtidas para a viga de concreto convencional, apesar de o Módulo de Elasticidade do concreto laterítico, obtido por ultra-som (PUNDIT) ser bastante inferior ao do concreto convencional.

Os resultados dos ensaios com as vigas mostraram, ainda, que não houve problemas de aderência entre a armadura e o concreto laterítico e que a evolução das flechas, fissuras e rupturas foram semelhantes à viga de concreto convencional, apresentando a hipótese de poder ser um material alternativo na fabricação de vigas de concreto armado, em regiões do Brasil ou do exterior, onde haja abundância deste material e ausência de brita de rocha granítica, tornando com isto mais barato o custo das construções.



ABSTRACT

This dissertation presents the results of an investigation carried out to assess the physical, chemical and mechanical properties of lateritic concretions from Sapê-Pb and Mosqueiro-Pa, as well as evaluates the mechanical properties of lateritic concrete when used in structural beams.

The results obtained allowed it to be concluded that the lateritic concretions contained a considerable amount of sesquioxides and were composed of quartz, goethite and hematite, kaolinite being the only clay mineral. The absorption and durability values for the concretions were beyond the normal level.

The lateritic concrete revealed a ratio tensile: compressive strength similar to normal concrete, although the compressive strength values were on average, 50% of those for normal concrete.

The structural beams presented a behaviour, in terms of strength, similar to normal concrete, but the deflexion values were slightly superior to the values for normal concrete, besides the fact that the elasticity modulus, determined by ultra-sound, being inferior to the normal concrete.

The results from the laboratory tests with the beams

showed that there were no problems of interaction between steel and the lateritic concrete. Also the development of cracks and failure were in the same mode as for normal concrete.

In overall it can be concluded that the lateritic concretions are an alternative aggregate to fabricate concrete of low cost where there is an occurrence of lateritic concretions.

LISTA DE SÍMBOLOS

A_C	Área da Seção de Concreto
A_S	Área da seção da armadura tracionada
E_C	Módulo de deformação longitudinal do concreto
E_S	Módulo de deformação longitudinal do aço
F	Ações
W	Módulo resistente da seção
a	Distância; flecha
ϕ	Diâmetro da barra da armadura
a_I	Flecha no estado não fissurado
a_{II}	Flecha no estado fissurado
b	Largura da seção retangular
h	Altura total da seção transversal
d	Altura útil
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_t	Resistência à tração do concreto, obtida por compressão diametral.
f_{cj}	Resistência média à compressão dos corpos de prova de concreto para j dias de idade
f_{tj}	Resistência média do concreto à tração, para a idade de j dias
M	Momento fletor
CP	Corpo de prova
MF	Módulo de Finura
ϵ	Deformação Específica do concreto

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
3.1 - Fluxograma da Pesquisa	10
3.2 - Perfil Esquemático da Jazida SP-PB	11
3.3 - Perfil Esquemático da Jazida MO-PA	12
3.4 - Aço Utilizado	13
3.5 - Esquema de Cargas nas Vigas	18
3.6 - Seção Transversal das Vigas	20
3.7 - Disposição das Armaduras nas Vigas	21
3.8 - Localização dos Pontos de Medidas das Flechas	23
3.9 - Detalhe da Montagem Instrumental das Vigas ..	24
3.10 - Direção da Propagação do Pulso de Onda com o PUNDIT	28
4.1 - Curvas Granulométricas dos Agregados Graúdos e Miúdos	33
4.2 - Diagrama Carga-Flecha. Viga V1-SP-PB	54
4.3 - Diagrama Carga-Deformação na Armadura Viga V1-SP-PB	56
4.4 - Diagrama Carga-Flecha. Viga V2-SP-PB	59
4.5 - Cargas-Deformação na Armadura. Viga V2-SP-PB.	61
4.6 - Diagrama Carga-Flecha Viga V3-MO-Pa	65
4.7 - Diagrama Carga-Deformação na Armadura. Viga V3-MO-PA.....	67
4.8 - Diagrama Carga-Deformação no Concreto Viga V3-MO-Pa	72

Figura	Página
4.9 - Diagramas Carga-Deformação nas Seções. Viga V3-MO-PA	73
4.10 - Diagrama Carga-Deformação na Seção Viga V3 - MO-PA	74
4.11 - Diagrama Carga Flecha-Viga V4-MO-PA.....	78
4.12 - Diagrama Carga-Deformação na Armadura. Viga V4-MO-PA	80
4.13 - Diagrama Carga-Flecha. Viga V5-G	84
4.14 - Diagrama Carga-Deformação no Concreto Viga V5-G	85
4.15 - Diagrama Carga-Deformação na Seção. Viga V5-G	88
4.16 - Diagrama Carga-Deformação na Armadura.Viga V5-G	91
4.17 - Diagrama Carga-Flechas Comparativo para as Cin co Vigas no Ponto Médio	93

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
3.1 - Distribuição dos Ensaios com Corpos de Prova (CP) e Vigas	19
3.2 - Instrumentos de Medição Utilizados	23
4.1 - Propriedades Químicas dos Agregados Lateríti- cos	31
4.2 - Composição Química das Concreções Lateríticas	32
4.3 - Composição Granulométrica das Concreções Late- ríticas	34
4.4 - Composição Granulométrica da Brita de Rocha Granítica	36
4.5 - Composição Granulométrica do Agregado Miúdo..	37
4.6 - Propriedades Físicas dos Agregados	41
4.7 - Propriedades Mecânicas dos Agregados	42
4.8 - Resistências Obtidas para os Diversos Traços.	45
4.9 - Resultados dos Ensaios com os Corpos de Prova das Vigas	48
4.10 - Valores Comparativos do Módulo de Elasticida- de do Concreto, com Concreções Lateríticas e Rocha Granítica	51
4.11 - Carga-Flecha na V1-SP-PB	55
4.12 - Carga-Deformação nas Armaduras da Viga V1-SP- PB	57

Tabela	Página
4.13 - Carga-Flecha para a Viga V2-SP-PB	60
4.14 - Carga-Deformação na Armadura para a Viga V2- SP-PB	62
4.15 - Carga-Flecha para a Viga V3-MO-PA	66
4.16 - Deformação nas Armaduras para a Viga V3-MO-PA	68
4.17 - Carga-Deformação no Concreto para a Viga V3- MO-Pa	71
4.18 - Carga-Flecha para a Viga V4-MO-PA	77
4.19 - Carga-Deformação na Armadura para a Viga V4- MO-PA	79
4.20 - Carga-Flecha para a Viga V5-G	83
4.21 - Carga-Deformação no Concreto para a Viga V5-G	87
4.22 - Carga-Deformação na Armadura para a Viga V5-G	90
4.23 - Valores Comparativos das Flechas Teóricas e Experimentais para as Cinco Vigas	95
4.24 - Valores Comparativos das Cargas de Ruptura e Cargas Última das Vigas Ensaçadas	97

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia	Página
1 - Concreções Lateríticas da Jazida Sapê-PB	105
2 - Concreções Lateríticas da Jazida Mosqueiro-PA..	105
3 - Corpo de Prova de Concreto Laterítico, antes da Ruptura, no Ensaio de Compressão Simples	106
4 - Corpo de Prova de Concreto Laterítico após a Ruptura, no Ensaio de Compressão Simples	106
5 - Vista Geral do Esquema de Aplicação de Cargas . Instrumentos de medição das Flechas e Deforma - ções	107
6 - Instante do Ensaio da Viga V4-MO-PA para a Car- ga de 40 kN	107
7 - Instante da Ruptura da Viga-G-1, com Indicação das Cargas e Evolução das Fissuras	108

ÍNDICE

	Página
DEDICATÓRIA	ii
AGRADECIMENTO	iii
RESUMO	v
ABSTRACT	vii
LISTA DE SÍMBOLOS	ix
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE FOTOGRAFIAS	xiv
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	
CAPÍTULO II - ESTADO DA ARTE SOBRE CONCREÇÕES LATERÍ- TICAS	
2.1 - Introdução	03
2.2 - Característica das Concreções..	03
2.2.1 - Composição Física	04
2.2.2 - Composição Química	04
2.2.3 - Composição Mineralógica	04
2.3 - Utilização das Concreções Late- ríticas na Engenharia Civil ...	05
2.4 - Conclusão	08
CAPÍTULO III - MATERIAIS E MÉTODOS	
3.1 - Introdução	09
3.2 - Materiais	09

	Página
3.2.1 - Concreções Lateríticas	09
3.2.1.1 - Jazida Sapê-Localização e Descrição Geológica	11
3.2.1.2 - Jazida Mosqueiro-Pa	12
3.2.2 - Brita Granítica	12
3.2.3 - Agregado Fino	13
3.2.4 - Aço	13
3.2.5 - Água	13
3.2.6 - Cimento	13
3.3 - Método de Ensaio	14
3.3.1 - Ensaios de Caracterização ...	14
3.3.1.1 - Ensaios Químicos	14
3.3.1.2 - Ensaios Físicos dos Agrega- dos Graúdos	15
3.3.1.3 - Ensaios Mecânicos do Concre- to e das Concreções Laterí- ticas	16
3.3.1.4 - Características Mineralógi- cas das Concreções	17
3.3.2 - Modelos Experimentais	17
3.3.2.1 - Características Gerais	17
3.3.2.2 - Características Geométricas da Seção	20
3.3.2.3 - Esquema de Ensaio	22
3.3.2.4 - Instrumentação	22

3.3.2.5 - Aplicação das Cargas.....	22
3.3.2.6 - Flechas	22
3.3.2.7 - Deformações no Concreto ...	23
3.3.2.8 - Cálculo Teórico das Flechas	25
3.3.2.9 - Deformações nas Barras da Armadura	26
3.3.2.10 - Carga de Acomodação	27
3.3.2.11 - Módulo de Elasticidade	27

CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - Introdução	30
4.2 - Características Químicas	30
4.3 - Características Físicas	32
4.3.1 - Granulometria	32
4.3.2 - Massa Específica Real	37
4.3.3 - Massa Específica Aparente ...	38
4.3.4 - Absorção	38
4.3.5 - Índice de Forma.....	39
4.4 - Características Mecânicas	42
4.5 - Características Mineralógicas das Concreções	43
4.6 - Resistência à Compressão Sim- ples dos Corpos de Prova	43
4.6.1 - Traços Preliminares	43
4.6.2 - Corpos de Prova das Vigas ...	46

	Página
4.7 - Módulo de Elasticidade	49
4.8 - Resultados dos Ensaaios com Vigas para Determinação das Cargas de Ruptura, Flechas, Deformações na Armadura e Deformações no Con - creto	52
4.8.1 - Viga V1-SP-PB	52
4.8.2 - Viga V2-SP-PB	57
4.8.3 - Viga V3-MO-PA	62
4.8.4 - Viga V4-MO-Pa	75
4.8.5 - Viga V5 G-1	81
4.8.6 - Análise Comparativa das Fle- chas	91
4.8.7 - Análise Geral dos Ensaaios das Vigas	96
CAPÍTULO V - CONCLUSÕES	98
1 - Com Relação às Características Quí- micas, Físicas e Mineralógicas das Concreções	98
2 - Com Relação ao Comportamento das Concreções em Vigas estruturais..	98
CAPÍTULO VI - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	101
BIBLIOGRAFIA	102

CAPÍTULO I

I N T R O D U Ç Ã O

Nos países tropicais e sub-tropicais existem com abundância, solos concrecionados ou solos lateríticos, os quais são largamente utilizados na Engenharia Civil. No Brasil, em particular, nas Regiões Norte e Nordeste, há disponibilidade deste tipo de solo; sua utilização, no momento, não é feita da maneira mais racional e adequada, devido à falta de estudos específicos, principalmente no que se refere ao uso da reserva das concreções lateríticas. Por conta disso o uso limitado das concreções lateríticas despertou interesse dos pesquisadores no sentido de melhor conhecer suas propriedades intrínsecas (físicas, químicas e mineralógicas). Por outro lado, a escassez de brita de rocha granítica em regiões específicas pode aumentar consideravelmente o custo das construções. Portanto é de grande importância o estudo das concreções lateríticas, não somente para as regiões onde existe escassez, mas para todo o Brasil, já que estes solos estão presentes em grande parte de seu território e em toda a faixa de terra de clima tropical. Desde que o Brasil possui uma alta tecnologia e experiência no estudo do concreto, estas concreções poderão ser melhor estudadas e vir a se constituir em material alternativo na construção civil.

Assim, a posse deste conhecimento permitirá utilização em larga escala das concreções, principalmente como substituto da brita de rocha granítica na fabricação do concreto de cimento Portland convencional.

Esta pesquisa visa estudar as propriedades físicas, químicas e mineralógicas das concreções selecionadas para a pesquisa. Objetiva-se, ainda, determinar as propriedades mecânicas do concreto laterítico, visando avaliar o comportamento deste concreto quando empregado em vigas de concreto armado com finalidade estrutural.

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
Pró-Reitoria Para Assuntos do Interior
Coordenação Setorial de Pós-Graduação
Rua Aprigio Veloso, 882 - Tel (083) 321-7222-R 355
58.100 - Campina Grande - Paraíba

CAPÍTULO II

ESTADO DA ARTE SOBRE CONCREÇÕES LATERÍTIICAS

2.1 - INTRODUÇÃO

Esta revisão abordará os tópicos pertinentes aos objetivos da pesquisa. Para maior clareza serão abordados os seguintes tópicos:

- Características das concreções lateríticas.
- Utilização das concreções lateríticas na Engenharia Civil e principalmente na fabricação do concreto de cimento Portland.

2.2 - CARACTERÍSTICA DAS CONCREÇÕES

Como se sabe, nas regiões tropicais e sub-tropicais, dá-se a ocorrência do tipo de solo e concreção, cuja formação depende fundamentalmente dos tipos de intemperismo tais como: rocha de origem, organismos, hidrologia, o tempo e o próprio homem. Estas formas de intemperismo atribuem características típicas aos solos. Para efeito desta pesquisa serão avaliadas as seguintes características:

- físicas
- químicas

- mineralógicas.

2.2.1 - Composição Física

As propriedades físicas das concreções de maior importância são: massa específica real, massa específica aparente, percentagem de vazios, absorção e teor de argila em torrões. Segundo dados disponíveis na literatura e.g., Borges (1976) e Souto (1980) encontraram para a massa específica real valores que variam entre 2,5 g/cm³ a 2,7 g/cm³. A massa específica aparente apresenta valores que variam entre 1,45 g/cm³ a 2,52 g/cm³. A percentagem de vazios varia entre 40% a 46% e os valores da absorção estão em torno de 3% a 7%.

2.2.2 - Composição Química

Os compostos químicos que se apresentam em maiores quantidades nas concreções lateríticas, segundo pesquisadores (e.g.), Relatório IPR (1982), Lucena (1976), Queiroz de Carvalho (1984), Souto (1980), são os óxidos de silício, que variam entre 24,53% e 30,62%, alumínio, variando entre 22,64% e 42,64% e o teor de água em torno de 12%. O restante dos compostos químicos sem grande evidência são CaO, MgO, P₂O₅, Na₂O, Cr₂O₃ e pequena percentagem de matéria orgânica menor que 0,5%.

2.2.3 - Composição Mineralógica

Nas análises mineralógicas das concreções lateríticas,

apresentam-se inteiramente definidos os constituintes mineralógicos caulinita, quartzo, geotita e hematita. O Relatório do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (1983) apresenta a análise de muitas jazidas de solos concrecionais lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil. Para a fração 3/8" das jazidas de Sapê-Pb e Mosqueiro-Pa, os constituintes mineralógicos encontrados são: caulinita, quartzo geotita e hematita para a jazida SP-Pb; e caulinita, quartzo e hematita para a jazida Mo-Pa.

2.3 - UTILIZAÇÃO DAS CONCREÇÕES LATERÍTICAS NA ENGENHARIA CIVIL.

O uso de concreções lateríticas em concreto com finalidade estrutural ainda se encontra em fase inicial. Existem alguns trabalhos, escassamente desenvolvidos, em que se usa laterita como substituto do agregado fino em vigas e pilares de concreto armado, neste caso designado por concreto laterizado. Por exemplo; Adepegba (1975,a) (1975,b), observou que nos ensaios das vigas de concreto armado laterizado quando comparados com os de concreto convencional, a rigidez destas foi superior àquelas, do início ao fim dos ensaios. O módulo de elasticidade do concreto convencional para um traço de 1:2:4 foi de $2025 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ enquanto que o do concreto laterizado, foi de $1840 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ para um traço em peso de 1:1,5:3,0. As resistências ao fogo também são equivalentes e as fle-

chas das vigas de concreto laterizado valem em torno de duas vezes àquelas do concreto convencional. O que poderia justificar flechas maiores para as vigas de concreto laterizado, é seu módulo de elasticidade inferior ao das vigas de concreto normal. Experiências devem ser efetuadas ainda para que seja observado o problema de "Creep" ou deformação lenta do concreto laterizado o que pode concorrer para que se tornem ainda maiores as flechas. Observou-se que o fator água/cimento utilizado na mistura tem importância relevante na resistência do concreto, o que por sua vez influencia no módulo de elasticidade. Os valores recomendados por Adepegba (1975, b) para o fator água/cimento com os traços de 1:1.1/2:3 e 1:1:2 em peso, são 0,65. As resistências obtidas aos 28 dias, foram 23,5 MPa e 21,45 MPa.

Quando usado em colunas, as deformações verificadas no concreto laterizado e no aço segundo Adepegba (1975) são de 0,12% a 0,21% para o concreto e 0,12% a 0,20% para o aço. A carga última para ambos os tipos de colunas são aproximadamente as mesmas. Recomenda Adepegba (1975) que seja usado um coeficiente de segurança 2 para as colunas de concreto laterizado e não seja usado o traço 1:2:4 em peso, devido às grandes deformações. Recomenda ainda, que os métodos de cálculo devem estar dentro do regime elástico devido aos poucos conhecimentos a respeito do comportamento real do material.

X Pompeu (1976), em seu estudo sobre as propriedades de

resistência mecânica do concreto laterítico, utilizou para agregado graúdo concreções lateríticas de jazida Sapé-Mari/Pb, substituindo a brita de rocha granítica. Foram usadas várias misturas para diferentes teores água-cimento. O concreto assim obtido, apresentou comportamento semelhante ao concreto convencional. ✕

A influência do tempo de lavagem para a resistência de concreto em que se usou concreções lateríticas, substituindo a brita de rocha granítica, foi feita no trabalho dos engenheiros Gomes de Souza e Ferraz (1975) na Universidade de São Carlos-USP. Em tal trabalho os autores utilizam tempos de lavagem de 0, 3, 9 e 30 minutos, e fazem uma análise comparativa entre este concreto e outro executado com brita de rocha granítica. As concreções lateríticas utilizadas são provenientes do Estado do Maranhão. No trabalho, os autores chegaram à conclusão de que, quando se aumenta o tempo de lavagem de 0 a 30 minutos, a resistência dos corpos de prova de concreto com concreções lateríticas vai aumentando entre os sete e os vinte e oito dias de idade.

✕R. M. Madu (1980) estudou o comportamento de agregados lateríticos como agregados para concreto e estradas, utilizando sete diferentes tipos de concreções lateríticas de várias regiões da Nigéria. O autor analisa as propriedades que caracterizam estes materiais e faz um estudo de corpos de prova e vigas sujeitas à flexão. As conclusões obtidas revelam que os agregados lateríticos são bons materiais para serem

utilizados em estradas e como agregados para concreto, embora os resultados sejam muito inferiores aos obtidos com rochas ígneas. Observou, ainda, que não há qualquer relação simples entre o conteúdo de ferro e o alumínio ou sexquióxido dos agregados lateríticos e as propriedades do concreto resultante, embora aqueles índices forneçam amplas indicações das qualidades dos materiais.

2.4 - CONCLUSÃO

Como se observa, poucos estudos foram desenvolvidos no sentido de avaliar o potencial das concreções lateríticas quando utilizadas na fabricação do concreto de cimento Portland.

Os trabalhos citados, indicam e incentivam a utilização de concreções lateríticas na fabricação do concreto de cimento Portland. Ainda do que foi exposto nos diversos trabalhos, pode-se afirmar que as concreções lateríticas são viáveis para o uso do concreto mesmo que não se apliquem em obras de grande porte. Estas observações são limitadas devido ao pequeno número de pesquisas. O que, por si só justifica o desenvolvimento desta investigação.

CAPÍTULO III

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve os materiais e métodos utilizados na pesquisa. Em se tratando de método normalizado, apenas será feita sua referência. Para o caso de modelos estruturais, o desenvolvimento dos ensaios será descritos, com detalhes necessários. Aqui o termo concreção laterítica, refere-se ao material retido na peneira de malha de 4,8 mm.

O fluxograma das atividades/ensaios é apresentado na Figura 3.1.

3.2 - MATERIAIS

Os materiais utilizados na pesquisa foram concreções lateríticas - brita de rocha granítica - areia-cimento - aço e água.

3.2.1 - Concreções Lateríticas

As jazidas selecionadas para a pesquisa foram as de Sapê-Pb e Mosqueiro-Pa.

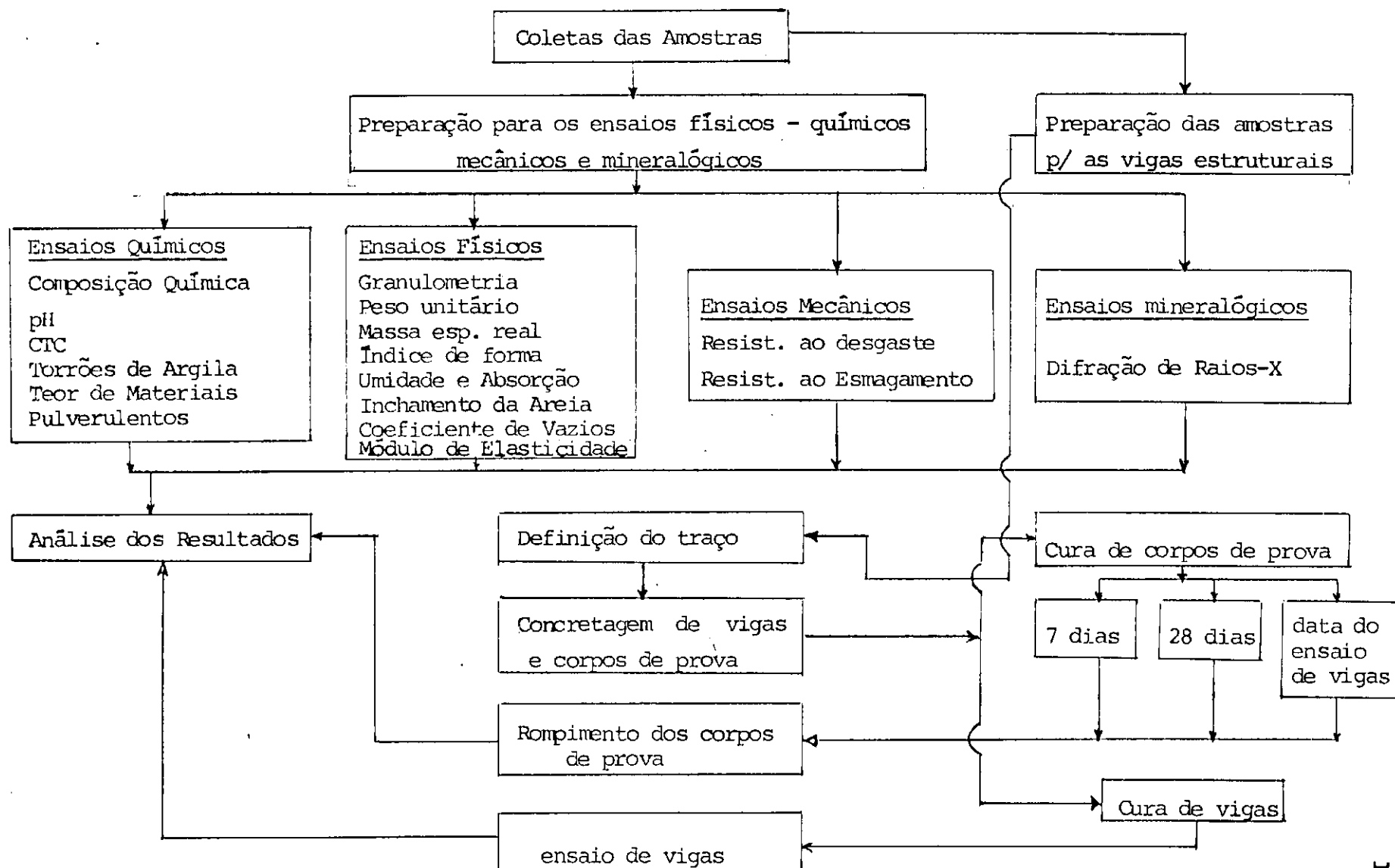


FIGURA 3.1 - Fluxograma da Pesquisa.

O critério de escolha é baseado no fato de que são jazidas de características diferentes além das suas viabilidades de utilização.

3.2.1.1 - Jazida Sapê-Mari - Localização e descrição geológica.

Localização: A jazida Sapê - Mari está localizada na margem direita da Rodovia PB-055, a 6 Km da cidade de Mari, no sentido Sapê para Mari. O perfil esquemático da jazida Sapê-Mari é o indicado na Figura 3.2.

Descrição geológica: A jazida está inserida na formação Barreiras. Esta formação é constituída de sedimentos poucos consolidados, de estratificação predominantemente horizontal, afossilífera, apresentando sedimentos areno-argilosos e argilas de coloração variada, intercalando, muitas vezes, com camadas de seixos rolados e concreções lateríticas. Esta formação data do período terciário.

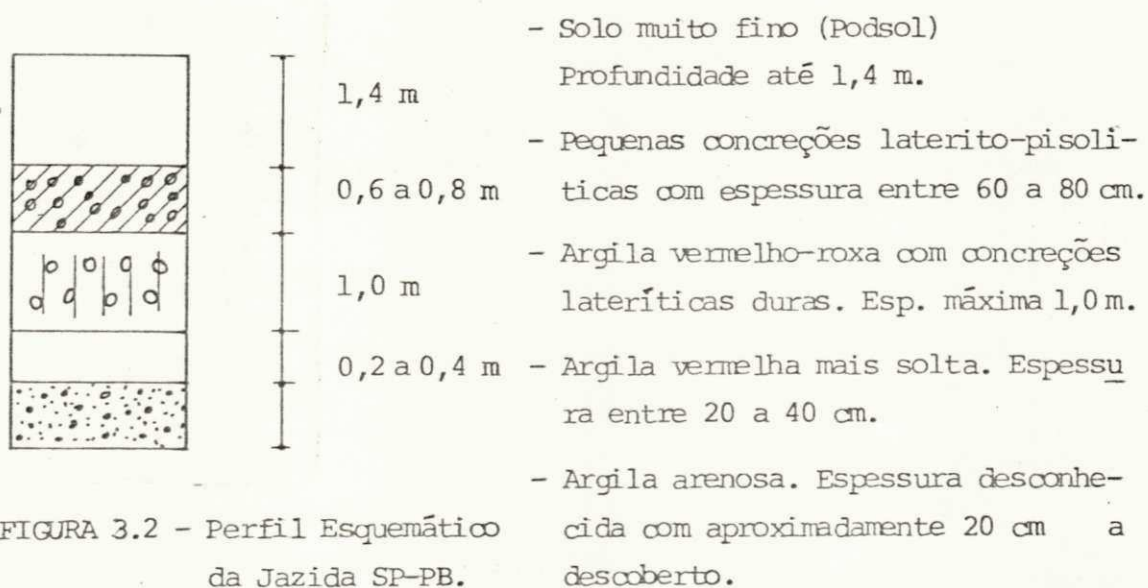


FIGURA 3.2 - Perfil Esquemático da Jazida SP-PB.

3.2.1.2 - Jazida Mosqueiro - Pa.

Localização: A jazida está localizada na ilha de Mosqueiro, à margem direita da rodovia que liga a vila de Mosqueiro à Ponte Engº Fernando Guílhon. O perfil esquemático da jazida é o indicado na Figura 3.3.

Descrição geológica: A jazida está inserida na formação Barreiras. Esta formação apresenta ampla variação de tipos litológicos desde argilitos até conglomerados. As camadas ora exibem estratificações perfeitas, laminadas, ora maciças. Destacam-se particularmente arenitos finos e siltitos, bem estratificados nas cores vermelho, amarelo, branco e roxo.

A formação Barreiras, foi datada como sendo do terciário, apresentando espessura vertical podendo em alguns locais atingir até 80 metros.

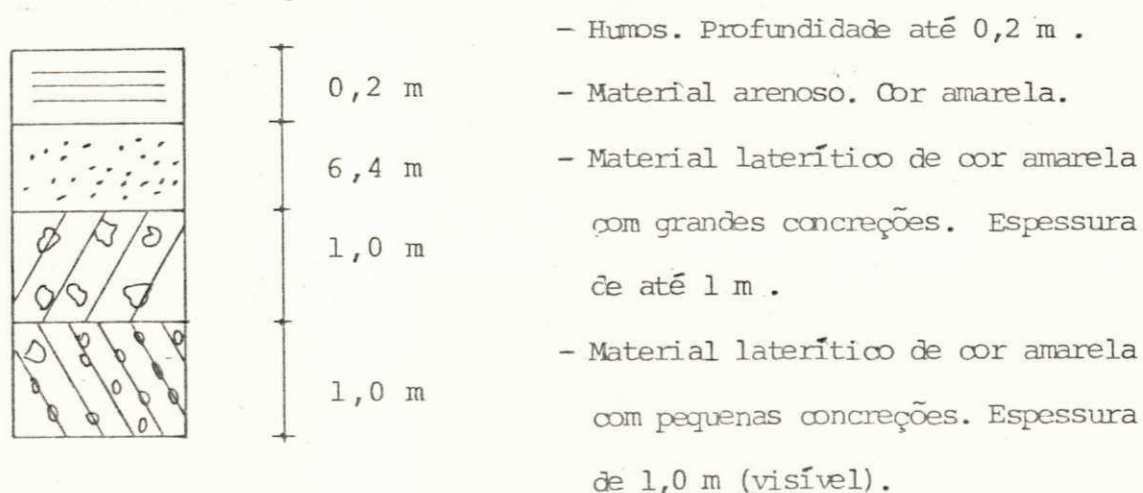


FIGURA 3.3 - Perfil Esquemático da Jazida MO-Pa.

3.2.2 - Brita Granítica

A brita de rocha granítica utilizada foi a de $d_{max}=25\text{ mm}$,

obtida no município de Boqueirão-Pb. Sua granulometria e características físicas são mostradas no Capítulo IV.

3.2.3 - Agregado Fino

A areia usada na confecção do concreto laterítico é a convencional; proveniente do Rio Paraíba, município de Boqueirão-Pb. (Sua composição granulométrica, densidade real e inchamento são fornecidos no item 4.3.1.) (7)

3.2.4 - Aço

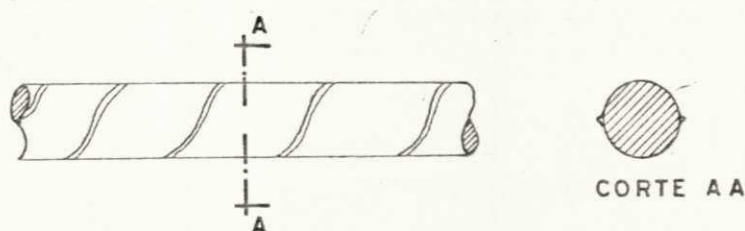


Figura 3.4 - Aço utilizado

O aço empregado foi do tipo encruado, obtido pela torção de barras de seção circular. Com mossas ou saliências, situadas ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas (Figura 3.4). Tecnicamente denomina-se CA-50 B.

3.2.5 - Água

A água utilizada em toda a pesquisa foi água normal, destinada ao consumo da comunidade.

3.2.6 - Cimento

O cimento utilizado foi do tipo Portland - Pozolânico 320 acumulado em sacos de 50 kgf .

3.3 - MÉTODO DE ENSAIOS

3.3.1 - Ensaio de Caracterização.

Os ensaios de caracterização do material foram executados segundo as recomendações das Normas Brasileiras (NB) e do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER).

3.3.1.1 - Ensaio Químico

Composição química:

Executado conforme o Método de Análise nº 88-DRN Divisão de Geologia/SAN - SUDENE - MI e EDTA III Métodos Complexométricos da MERCK.

Potencial hidrogeniônico - pH:

Este ensaio foi executado segundo o método recomendado pela BS 1377 - 1975 (British Standard) com fração passando na peneira de malha 0,42 mm .

Capacidade de Troca de Cátions

Executado conforme o método RICHARDS 1954

Torrões de Argila

Executado segundo o MB-8

Teor de Materiais pulverulentos

Executado conforme o MB-9.

3.3.1.2 - Ensaios Físicos dos Agregados Graúdos

Granulometria:

O ensaio de granulometria para os agregados foi executado segundo os procedimentos do método do DNER-ME 83-63, por via seca.

Peso Unitário

Este ensaio seguiu as normas do MB-214.

Massa Específica Real

Executado conforme as recomendações do método do DNER-ME 81-64.

Índice de Forma.

Foi executado segundo os procedimentos do DNER-ME 86-64.

Umidade e Absorção

Executado segundo as recomendações do DNER-ME

Inchamento do agregado miúdo

Executado segundo os procedimentos do MB-215

Coeficiente de Vazios

Este valor foi obtido através dos ensaios de massa es

pecífica real e aparente.

3.3.1.3 - Ensaaios Mecânicos do Concreto e das Concreções Lateríticas

Resistência dos corpos de prova à compressão simples. Os ensaios foram executados segundo as recomendações da ABNT-MB-3.

De início foi estabelecida uma resistência para o concreto a ser ensaiado nas vigas. Não obstante, se a resistência $f_{ck}=15$ MPa era um valor simples de ser atingido para um concreto com agregado convencional; o mesmo não ocorria quando se tratava de um concreto com agregado grão laterítico. Não se sabia em que proporção os materiais deveriam entrar para atingir tal resistência.

Os procedimentos adotados por Pompeu (1976) e Souto (1980) nos seus trabalhos não foram os mesmos desta pesquisa. Portanto, buscou-se tal resistência característica, executando-se vários traços preliminares com diferentes fatores água-cimento (A/C).

Como ponto de partida para os trabalhos, foram tomados os traços 1:2,7:4,0:0,52 e 1:2,8:3,8:0,52, utilizando-se o agregado convencional.

O segundo deles, isto é, 1:2,8:3,8:0,52 apresentou menor dispersão nos resultados, e por isto foi o escolhido para a fase preliminar dos trabalhos, embora ambos chegassem a fornecer valores de resistência à compressão, aos vinte e oito dias, superiores ao $f_{ck}=15$ MPa estabelecido.

As concreções lateríticas foram tomadas "in natura" e apenas britadas e separadas nas peneiras 25,4 mm, 19,1 mm, 9.52 mm e 4,8 mm.

(Resistência ao Desgaste

Usaram-se os procedimentos adotados pelo método MB-170.

(Resistência ao Esmagamento

Adotou-se o procedimento do método do DNER-ME 42-71

3.3.1.4 - Características Mineralógicas das Concreções

Os componentes mineralógicos foram identificados por difração de raios-X nas seguintes condições:

- velocidade de varredura = $0,5^{\circ}/\text{min.}$
- velocidade do gráfico (papel): 10 mm/min.
- filtro: Níquel
- tubo: Cobre ($C_{\beta} K_{\alpha}$).
- radiações geradas a 45 KV e 55 mA.

3.3.2 - Modelos Experimentais

3.3.2.1 - Características Gerais.

(Para a pesquisa foram ensaiados o total de cinco vigas, as quais foram levadas até à ruptura, por flexão, por

meio do carregamento aplicado, indicado na Figura 3.5. Todas as vigas possuem as mesmas dimensões, a mesma taxa de armadura e o mesmo traço. O dimensionamento ao esforço cortante e o cálculo dos comprimentos de ancoragem foram feitos de tal maneira que as vigas rompessem somente por flexão. Para cada viga foram rompidos corpos de prova à tração e à compressão aos sete e vinte e oito dias, e na data do ensaio de cada viga, perfazendo um total de 18 corpos de prova para cada peça que implica em 90 corpos de prova para as cinco vigas ensaiadas. A Tabela 3.1. mostra a distribuição dos ensaios.

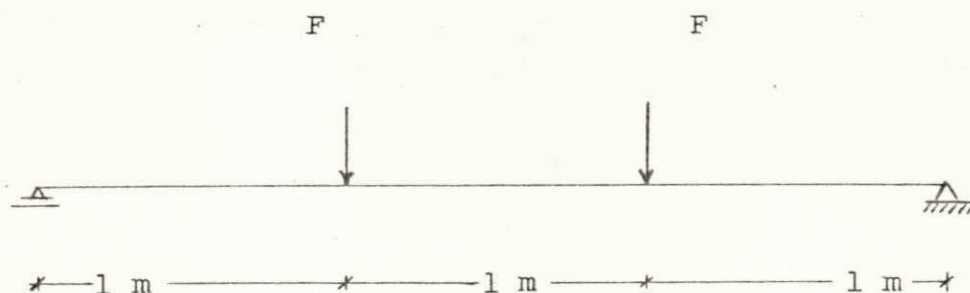


Figura 3.5 - Esquema de cargas nas vigas

	IDADE (DIAS)	COMPRESSÃO	TRAÇÃO	Σ		nº vigas a ensaiar	Total de CP
SAPE - PB	07	03	03	06	18	2	36
	28	03	03	06			
	Data de Ruptu ra da viga	03	03	06			
MOSQUEIRO PA	07	03	03	06	18	2	36
	28	03	03	06			
	Data de Ruptu ra da viga	03	03	06			
BRITA - GRANÍTICA - PB	07	03	03	06	18	1	18
	28	03	03	06			
	Data de Ruptu ra da viga	03	03	06			

Σ 190 C.P

TABELA 3.1 - Distribuição dos Ensaios com Corpos de Prova (CP) e Vigas.

3.3.2.2 - Características geométricas da seção.

A Figura 3.6 mostra as características geométricas da seção transversal das vigas.

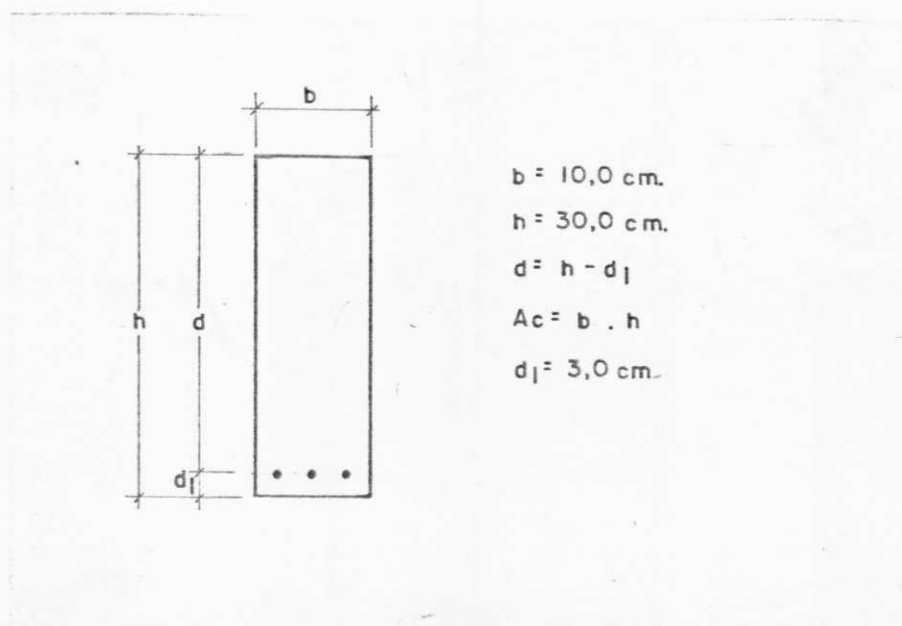


FIGURA 3.6 - Seção transversal das vigas

A disposição das armaduras foi executada conforme as recomendações da NB-1*, quanto à determinação do diagrama de momentos fletores resistentes.

Para que a ruptura se processasse por flexão, o dimensionamento à força cortante e à ancoragem das barras foram executados de modo a atender tal propósito. Os detalhes das armaduras encontram-se indicados na Figura 3.7.

* Norma Brasileira - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado 1978.

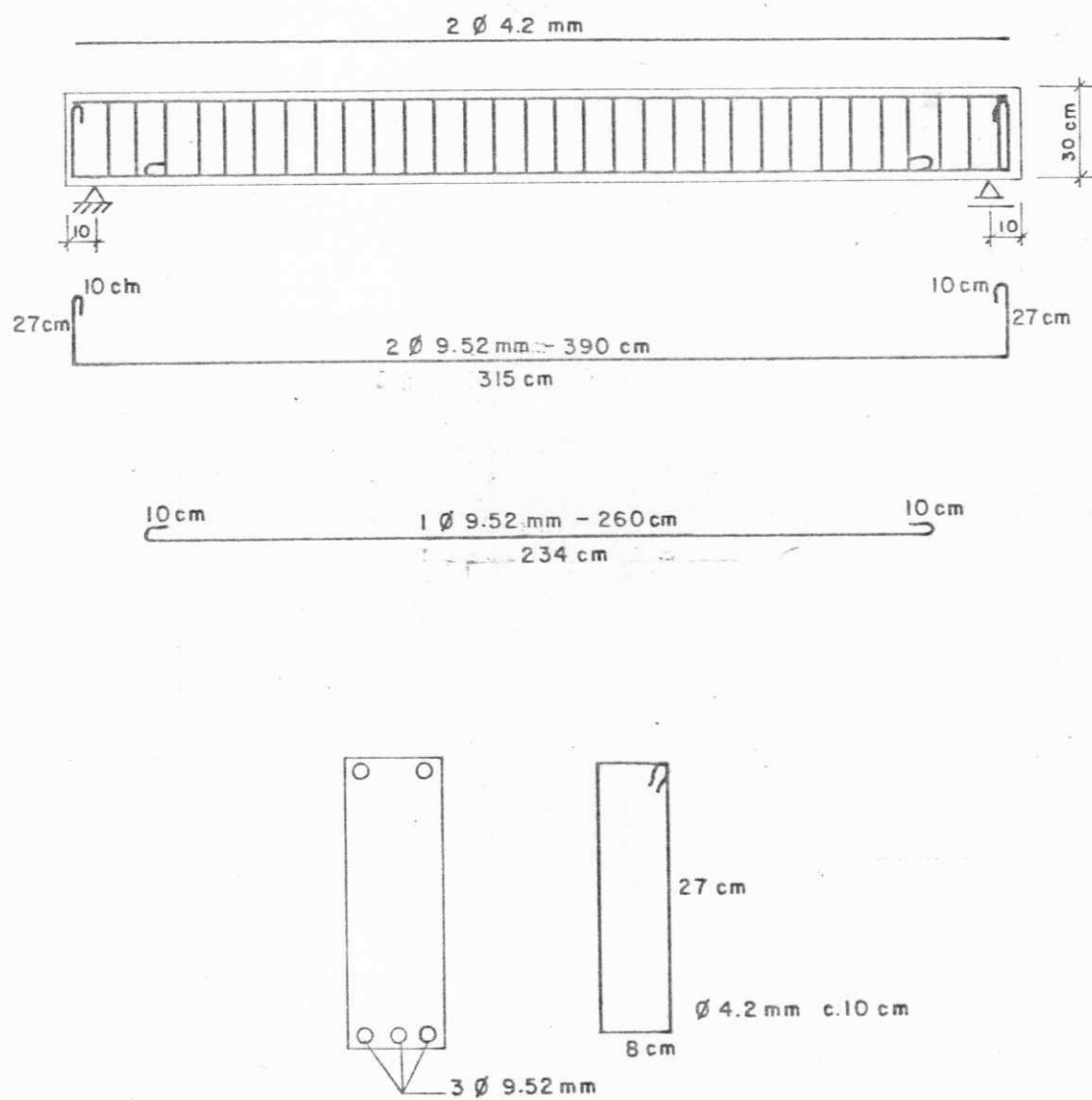


Figura 3.7 - Disposição das armaduras nas vigas.

3.3.2.3 - Esquema de ensaio

A montagem do modelo escolhido para a pesquisa, foi a da viga simplesmente apoiada com duas cargas concentradas dispostas simetricamente. Este tipo de montagem tem a vantagem de associar flexão pura entre as cargas e esforço cortante constante nas extremidades esquerda e direita da peça ensaiada, conforme mostra a Figura 3.8.

3.3.2.4 - Instrumentação

A Figura 3.9 mostra o esquema do ensaio e as partes onde foram localizados os instrumentos para determinação de flechas e, deformações nas armaduras e no concreto.

3.3.2.5 - Aplicação das cargas

A aplicação das cargas foi efetuada através de macaco hidráulico associado a um painel de comando com indicador analógico - SM - 3026 - WOLPERT-AMSLER.

3.3.2.6 - Flechas

Os pontos 2, 1 e 3 foram escolhidos para determinação dos deslocamentos verticais que são respectivamente: no centro do vão e sob as cargas concentradas.

Os instrumentos de medidas utilizados foram transdutores de deslocamento com cursos de 20 mm e 10 mm .

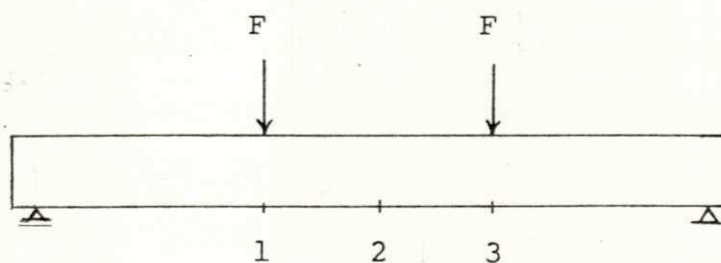


Fig. 3.8 - Localização dos pontos de medição das flechas.

3.3.2.7 - Deformações no concreto

Após cada incremento de carga, os alongamentos ou encurtamentos dos pontos onde se posicionavam os discos metálicos eram medidos.

INSTRUMENTO	MEDIÇÃO	SENSIBILIDADE
Transdutores de deslocamentos	Flechas nas vigas	0,01 mm
Extensômetro elétrico (Strain Gage)	deformação no aço	10^{-6}
Extensômetro mecânico	deformação no concreto	0,002 mm

TABELA 3.2 - Instrumentos de medição utilizados

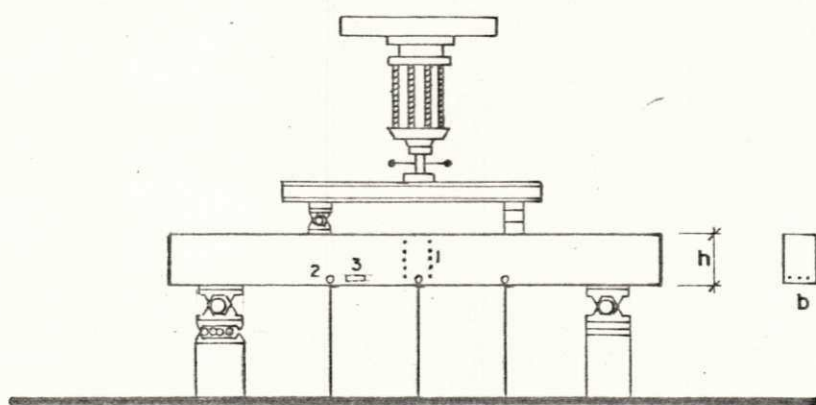


Figura 3.9 - Detalhe da montagem instrumental das vigas.

- 1 - Discos metálicos para medição das deformações no concreto.
- 2 - Extensômetros mecânicos para medição das flechas.
- 3 - Extensômetros elétricos (strain-gages) para medição das deformações nas armaduras.

3.3.2.8 - Cálculo Teórico das Flechas

Os valores das flechas calculadas teoricamente em todas as vigas, foram obtidas de acordo com o CEB-FIP (Comité Euro-International du Béton - Federation Internationale de la Precontrainte)-Redaction juin 1970: Sixième Congrès de la FIP, PRAGUE.

Define-se um coeficiente β que depende da forma geométrica, do comportamento estático e da disposição das cargas na estrutura. Ver fig. 3.5.

Nas vigas ensaiadas tem-se: $\beta = \left(\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6\ell^2} \right)$

Sendo $a = 1,0 \text{ m}$ $\ell = 3,0 \text{ m}$, obtém-se

$$\beta = \left(\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6\ell^2} \right) = \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{6 \cdot 3^2} \right) = 0,1065.$$

Sendo M_I o momento de fissuração da peça obtido por $M_I = W \frac{f_t}{0,6}$ e M o momento fletor atuante, tem-se as seguintes possibilidades:

a) Estado não fissurado (Estádio I): $M < M_I$

Neste caso a teoria clássica de deformações fornece para a flecha no meio do vão:

$$a_I = \beta \ell^2 \left[\frac{M}{E_C I_I} \right]$$

Onde: E_C - Módulo de Elasticidade inicial do concreto.

I_I - Momento de inércia da seção transversal
não fissurada; $I_I = \frac{bh^3}{12}$

ℓ - vão livre da viga.

b) Estado fissurado (Estádio II): $M > M_I$.

$$\delta_{aII} = \beta \ell^2 \left[\frac{M_I}{E_C I_I} + \frac{4}{3} \frac{M_{II}}{E_S A_S Z (d-x)} \right]$$

Onde:

$$M_{II} = M - M_I$$

A_S = área total da armadura longitudinal

E_S = módulo de elasticidade do aço

Z = braço de alavanca no estágio II, da força de compressão do concreto em relação à armadura de tração

x = profundidade do eixo neutro no estágio II, dado por:

$$x = d \eta \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\eta \rho}} \right)$$

sendo:

ρ - percentagem da armadura longitudinal

η - relação entre módulos elásticos iniciais do aço e do concreto.

3.3.2.9 - Deformações nas barras da armadura.

As deformações nas barras da armadura foram medidas a

través ne Strain-gages elétricos KIOWA. RFC - 20-C1-11., colados às armaduras com cola araldite ultra-rápida, impermeabilizados com a cola Brascopen e protegidos com Durepoxi.

3.3.2.10 - Carga de acomodação

Quando dos ensaios das vigas antes do início das leituras, aplicou-se para a acomodação do sistema macaco hidráulico - perfil de distribuição de carga - viga - apoios - uma carga de acomodação de 5 kN, a qual após cerca de 3 minutos era aliviada. A carga de 5 kN foi recomendada em comunicação pessoal com K. Ghavami¹, como necessária e suficiente, para a acomodação do sistema.

3.3.2.11 - Módulo de elasticidade

A velocidade de pulsos ultra-sônicos percorrendo material sólido depende da densidade e propriedades elásticas daquele material.

A qualidade de alguns materiais é algumas vezes relacionada com sua rigidez elástica, de modo que medidas da velocidade de pulsos ultra-sônicos em tais materias, podem frequentemente ser usados para indicar suas qualidades, assim como para determinar suas propriedades elásticas.

A medição do módulo de elasticidade do concreto con-

(1) KROSROW GHAVAMI. B.Sc, M.Sc, D.I.C, Ph.D., Professor do Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

vencional e laterítico foi feita diretamente nas vigas ensaiadas através do aparelho de ultra-som, PUNDIT (Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester). Este consiste em um aparelho que emite pulso de onda sobre a amostra a ser testada e mede com exatidão o tempo de sua transmissão (transit time) através da mesma. A distância que os pulsos percorrem no material (path length) deve ser medida para que se possa saber a velocidade do pulso. Esta medida foi tomada, colocando-se o transmissor e receptor segundo a espessura da peça que é de 10 cm. A Fig. 3.10 esclarece a disposição adotada.

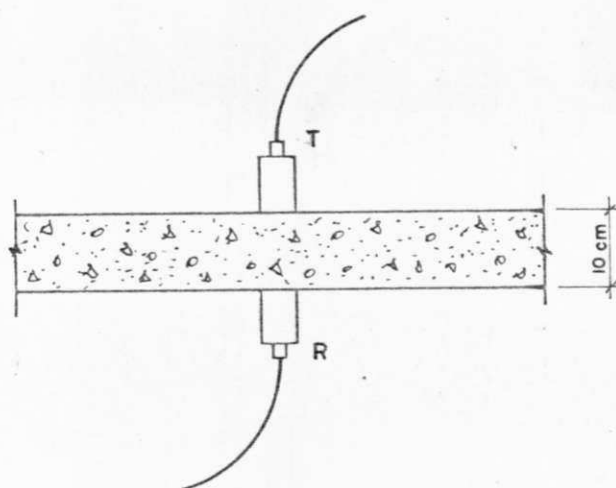


Fig. 3.10 - Direção da propagação do pulso de onda com o PUNDIT.

A entrada no gráfico $E \times P.V$, fornecido pelo fabricante do equipamento, para obtenção do módulo de elasticidade, é função da velocidade do pulso de onda que se obtém por:

$$P.V = \frac{D}{T}$$

Onde:

P.V - velocidade do pulso de onda em km/seg..

D - distância entre transmissor e receptor em km

T - leitura mínima do tempo em μs lida no instrumento

Para efeito de comparação, foram usadas as expressões recomendadas pela NB-1 - 1978 e CEB *, a saber:

$$E = 6600 \sqrt{f_{cj}} \text{ N/cm}^2 \quad \text{NB-1}$$

$$E = 18000 \sqrt{\gamma^3 f_{cj}} \text{ N/cm}^2 \quad \text{CEB}$$

Onde:

f_{cj} é a resistência a compressão simples aos j dias de idade, e expressa em MPa, na expressão da NB-1 e N/cm^2 na expressão do CEB.

γ é o peso específico do concreto em tf/m^3

$$\left(\frac{\text{tf}}{\text{m}^3} = 9803,92 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \right).$$

* Comité Euro-International du Béton

CAPÍTULO IV

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo trata da apresentação e análise dos resultados da pesquisa. Para maior clareza de apresentação foi dividido em partes, a saber:

Características químicas

Características físicas

Características mecânicas

Características mineralógicas

Ruptura dos corpos de prova e vigas.

4.2 - CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

Concreções

A análise dos resultados obtidos mostra que as concreções SP-PB apresentam-se com pH e CTC superiores às concreções MO-Pa, como mostrado na Tabela 4.1.

Isto leva a concluir que as concreções MO-Pa são mais ácidas que as SP-PB que são, na verdade, básicas já que seu pH é superior a sete.

Os constituintes químicos predominantes em ambas as concreções são o silício, ferro e o alumínio, expressos em termos de óxidos. Em ambas as concreções, verifica-se marcante presença de ferro, sendo as da SP-PB as que apresentam um índice ligeiramente maior deste elemento, responsável, saliente-se, pela maior massa específica real das mesmas, corroborando afirmações feitas neste sentido por Lucena (1976). As concreções MO-PA, por sua vez, detêm teor de silício bem superior em relação ao das SP-PB. Verifica-se que as concreções SP-PB, apresentam-se mais envolvidas por materiais pulverulentos e com menor teor de argila que as concreções MO-Pa.

AGREGADO	pH	CTC (meq/100 g)	Torrões de Argila (%)	Teor de Materiais pulverulentos (%)
SP-PB	7,20	8,48	2,19	21,36
MO-PA	6,23	5,12	4,70	23,58

TABELA 4.1 - Propriedades Químicas dos Agregados Lateríticos.

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
 Pró-Reitoria Para Assuntos do Interior
 Coordenação Setorial de Pós-Graduação
 Rua Aprício Veloso, 882 - Tel (083) 321-7222-R 355
 58.100 - Campina Grande - Paraíba

	SAPÉ-Pb %	MOSQUEIRO-PA %
(Perda ao fogo)	11,77	7,82
SiO_2	24,06	40,66
Fe_2O_3	40,72	37,85
Al_2O_3	23,18	13,00
TiO	traços	traços
CaO	0,27	0,41
MgO	traços	traços
Na_2O	0,51	0,52
K_2O	0,12	0,07

TABELA 4.2 - Composição Química

As Tabelas 4.1 e 4.2 mostram os resultados obtidos.

4.3 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

4.3.1 - Granulometria

- Concreções SP-PB

A curva de distribuição granulométrica e os valores obtidos encontram-se na Figura 4.1. e Tabela 4.3.

A curva granulométrica apresenta-se como uma curva contínua com aproximadamente 90% do material, com diâmetro superior a 4,8 mm (pedregulho), aproximadamente 6% da fração

CLASSIFICAÇÃO
A.B.N.T.

ARGILA	SILTE	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO
--------	-------	------------	-------------	--------------	------------

PORCENTAGEM QUE PASSA

LEGENDA
X - SP-Pb.
○ - MO-Pb.
△ - AREIA
□ - G-1

DIÂMETRO DOS GRÃOS (mm)

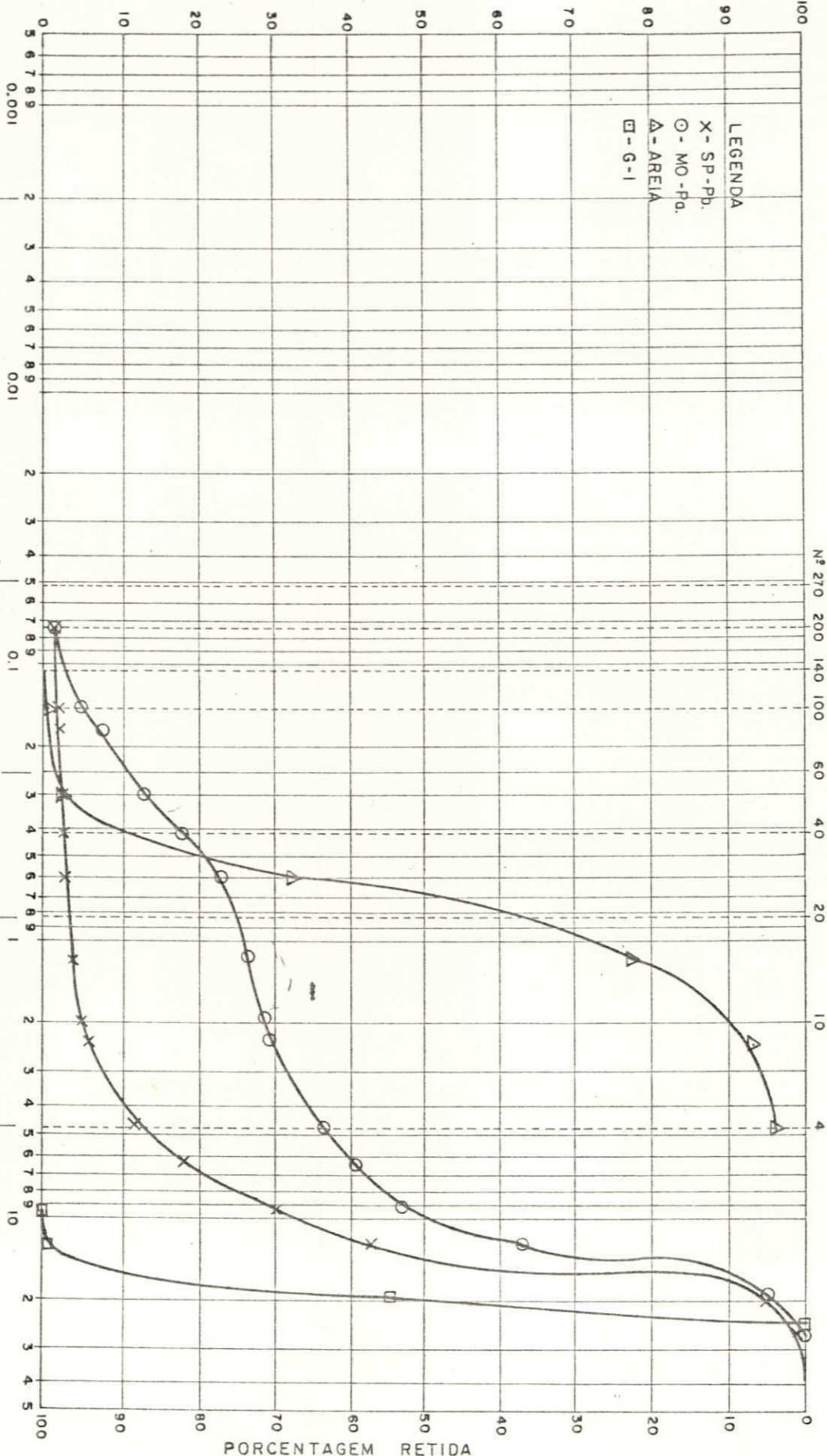


Figura 4.1 - Curvas Granulométricas dos agregados graúdos e miúdos.

MOSQUEIRO - PA

SAPÉ-PB

Peneiras (mm)	Retido		% passa da amost. total	Retido		% que passa Amost. total
	Pêso (g)	% Amos total		Pêso (g)	% Amos total	
25,1	0,0	0,0	100,0	108,9	1,1	98,9
19,1	561,8	5,7	94,3	385,8	4,0	94,9
12,7	3140,4	31,8	62,5	5015,6	51,5	43,4
9,5	1547,9	15,6	46,9	1235,3	12,7	30,7
6,35	588,5	5,9	41,0	1183,2	12,2	18,5
4,8	489,6	4,9	36,1	593,0	6,1	12,4
2,4	623,1	6,3	29,8	553,6	5,7	6,7
2,0	98,9	1,0	28,8	88,1	0,9	5,8
1,2	219,6	2,2	26,6	130,5	1,3	4,5
0,6	405,5	4,1	22,5	114,9	1,2	3,3
0,42	451,0	4,6	17,9	0,5	0,0	3,3
0,30	492,6	5,0	12,9	32,9	0,3	3,0
0,18	514,9	5,2	7,7	49,8	0,5	2,5
0,15	243,7	2,5	5,2	26,9	0,3	2,2
0,074	391,4	4,0	1,2	38,1	0,4	1,9

Am. total úmida = 10.000 g.

Am. total úmida = 10.000 g.

Am. total seca = 9.891

Am. total seca = 9.728 g.

 $d_{\max}$ = 25 mm. $d_{\max}$ = 19,0 mm.

$$MF = \frac{525,7}{100} = 5,3$$

$$MF = \frac{642,2}{100} = 6,4$$

TABELA 4.3 - Composição Granulométrica das Concreções Lateríticas

de 1 a 4,8 mm e os restantes 4 % com valores inferiores a 1,0 mm.. Pela inclinação da curva, observa-se que grande percentagem do material (aproximadamente 70 % da amostra total) ficou retida nas peneiras superiores a 9,5 mm.

- Concreções MO-Pa.

A curva de distribuição granulométrica e a tabela de valores são os indicados nas Figuras 4.1 e Tabela 4.3. Pela curva, observa-se que o percentual do material com diâmetros superiores a 4,8 mm é menor que o da jazida SP-PB, com valores em torno de 64%. Isto mostra com antecedência que a resistência deste material é inferior ao da jazida SP-PB, pois se apresenta com grau de fratura maior ao ser posto no bri-tador. A percentagem de grãos entre 1 e 4,8 mm é quase que a mesma da jazida SP-PB. Aproximadamente 10 % da amostra total é retido nas peneiras deste intervalo.

Observa-se pela curva granulométrica, menor continui-dade na distribuição das partículas do que na jazida Sapé-Pb.

Resumindo, pode-se dizer que as concreções lateríti-cas analisadas variam de contínua mal graduada para descon-tínua e, tendendo para bem graduada.

- Brita granítica

O diâmetro máximo obtido foi de 25 mm. Devido a sua maior resistência o material se fraturou muito pouco, como

se observa pela Tabela 4.4 e a curva que se encontra na Figura 4.1, cujo domínio reduziu-se praticamente a três peneiras. Observa-se na curva, que toda a granulometria é praticamente uniforme, onde as peneiras 19,1 mm e 12,5 mm, retêm quase todo o material da amostra.

R E T I D O

Peneiras	Peso (g)	% Am. total	% que passa
25,4	0,0	0,0	100
19,1	5421,6	54,2	45,8
12,7	4485,3	44,9	0,9

Tabela 4.4 - Composição granulométrica da brita de rocha granítica.

Areia

Granulometria

Os resultados obtidos são indicados na Tabela 4.5 e na Figura 4.1.

A curva granulométrica apresenta-se como curva contínua bem graduada. Pelo domínio da curva, observa-se que a amostra ensaiada é constituída praticamente por areia grossa e média e, somente, 2 % de areia fina.

Inchamento

O valor médio foi de 5 %.

Peneiras	Material Retido		% que passa
(mm)	Peso (g)	% Amostra Total	
4,8	210,9	4,1	95,9
2,4	184,7	3,6	92,3
1,2	806,9	15,8	76,5
0,6	2267,0	44,4	32,1
0,3	1507,0	29,5	2,6
0,15	115,6	2,3	0,3

Tabela 4.5 - Composição granulométrica do agregado miúdo.

4.3.2 - Massa específica real

Concreções Lateríticas

Foram efetuadas duas determinações para a jazida de SP-PB e quatro determinações para a jazida MO-PA. A seguir foram excluídos os valores que discreparam de $\pm 15\%$ em relação à média das determinações. Os dados encontram-se indicados na Tabela 4.6. Observa-se que as concreções da jazida SP-PB apresentam-se com valor da massa específica real superior, inclusive ao da brita de rocha granítica. É possível que o aumento da massa específica real tenha como causa a presença de óxido de ferro, Lucena (1976). A compara -

ção entre os dois tipos de concreções mostra, visivelmente que as concreções da jazida MO-PA detêm maior quantidade de vazios.

Brita granítica

Foram analisadas quatro amostras e considerada como representativa a média aritmética dos valores obtidos. A Tabela 4.6 indica o resultado final obtido.

4.3.3 - Massa específica aparente

Concreções lateríticas

O valor médio obtido para as concreções da jazida SP-PB foi tomado como sendo a média de duas determinações. Para a jazida MO-PA o valor médio obtido foi tomado a partir de quatro determinações, excluindo-se valores que ficaram fora do intervalo $\pm 5\%$ em relação à média. A Tabela 4.6 indica os resultados obtidos. Novamente o valor obtido para a jazida SP-PB foi superior ao da jazida MO-PA.

Brita Granítica

O valor obtido encontra-se na Tabela 4.6, e, como se observa, foi superior aos valores observados nas concreções lateríticas.

4.3.4 - Absorção

*Importante do
depois*

Jazida SP-PB

Os valores do ensaio de absorção foram obtidos em vá-

rios intervalos de tempo. Isto foi feito com o objetivo de determinar a absorção em tempos equivalentes ao da pega do concreto. Os tempos escolhidos foram de 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 24 horas de imersão. O tempo de secagem em estufa foi, para todas as amostras, de 24 horas. Os dados obtidos encontram-se na Tabela 4.6. Pode-se verificar que a variação da absorção para as concreções de SP-PB esteve entre 8,5 % e 9,5 %.

Concreções MO-PA

O procedimento do ensaio foi idêntico ao efetuado com as concreções da jazida SP-PB. Verifica-se que estas concreções apresentam-se com absorção de 8,7 % a 10,5 % em 24 horas. Pode-se claramente perceber a diferença entre os dois tipos de concreções, posto que as da jazida MO-PA apresentam-se com maior porosidade. O valor do resultado obtido para o tempo de 24 horas é bastante representativo. Os valores obtidos encontram-se na Tabela 4.6.

4.3.5 - Índice de Forma.

A forma como se apresentam os agregados de um concreto, tem grande influência no grau de adensamento das partículas, pois ocasiona maior ou menor quantidade de vazios. Os parâmetros com que se estimam esta forma são a angulosidade e a esfericidade. O número de angulosidade, pela norma BS812: Part 1, representa a porcentagem de vazios a mais em relação ao do seixo arredondado, que é de 33. A esfericidade é uma re-

lação entre a área da superfície da partícula e o seu volume. É função da estratificação e clivagem da rocha-mãe e do tipo de britador. Partículas lamelares e alongadas apresentam valores altos de esfericidade e ocasionam redução da trabalhabilidade dos concretos, sendo que as lamelares podem afetar a durabilidade, pois existe a tendência de orientação segundo planos, acumulando água e ar na superfície inferior, Neville (1981).

Concreções SP-Pb

A partir do ensaio de granulometria, foi escolhida a graduação C da tabela referente ao método de ensaio, por ser a que mais correspondia aos valores das porcentagens do ensaio granulométrico. O valor obtido foi de 0,85. Este valor indica que a forma das concreções tem predominância de partículas arredondadas. Os dados obtidos encontram-se na Tabela 4.6.

Concreções MO-PA.

Este ensaio teve procedimento semelhante ao anterior. O valor de 0,86 obtido indica também tendência (como a anterior) de concreções arredondadas. A Tabela 4.6 indica este resultado.

Agregado	massa específica real (g/cm ³)	massa específica aparente (g/cm ³)	peso unitário (g/cm ³)	Índice de forma	coeficiente de vazios (%)	Absorção (%)						
						tempo (h)						
						1	2	3	4	5	6	24
SP-PB	3,14	2,48	1,43	0,85	26,6	8,6	8,2	8,7	9,4	9,0	9,5	8,8
MO-PA	2,59	1,98	1,37	0,86	30,8	8,8	8,7	9,0	8,7	9,3	9,6	10,5
BR GT	2,79	2,69	1,40	-	3,7	1,3						

TABELA 4.6 - Propriedades Físicas dos Agregados.

4.4 - CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS

Dois índices, entre outros, que revelam particularidades relevantes para distinção de propriedades destes materiais são a resistência ao desgaste (Los Angeles) e a resistência ao esmagamento. Estes índices mostraram que as concreções de Sapê-Pb são mais resistentes ao desgaste do que as concreções MO-Pa, sendo que esta supera o valor limite imposto pela norma que é de 50%. O agregado de rocha granítica atingiu apenas 19 % do desgaste das concreções MO-Pa. A resistência ao esmagamento revela, mais uma vez, maior fragilidade para as concreções MO-Pa, em relação à SP-Pb. As concreções MO-Pa chegam a atingir apenas 75 % da resistência ao esmagamento das concreções SP-Pb, e apenas 54 % do agregado de rocha granítica. Aqui vale à pena ressaltar que ambas as concreções não chegam a satisfazer o limite imposto pelo DNER em ME-37-71 que é de 55 %. Deve-se, porém, ter em mente que tal limite é fixado para agregados convencionais.

Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 4.7.

Agregado	Resistência ao Desgaste (%) (Los Angeles)	Resistência ao Esmagamento (%)
SP-Pb	42,30	54,50
MO-Pa	64,80	40,73
BR GT	12,50	75,40

TABELA 4.7 - Propriedades Mecânicas.

4.5 - CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS DAS CONCREÇÕES.

A análise da mineralogia por difração de raios-x, revelou qualitativamente, que as concreções estudadas são compostas de quartzo, goetita, hematita e tendo caulinita como único argilo-mineral.

4.6 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DOS CORPOS DE PROVA

4.6.1 - Traços Preliminares

Introdução

O concreto executado com concreções lateríticas como agregado grão, apresentou comportamento totalmente distinto em relação ao concreto com agregado convencional para o traço preliminar 1:2,8 : 3,8 : 0,52. Seus valores de resistência não se equiparam aos do concreto convencional. Sua trabalhabilidade é péssima. Para contornar tal impasse, procurou-se fazer a correção devida à absorção das concreções. Com isto o fator A/C passou para 0,8 para as concreções SP-Pb e 0,86 para as concreções lateríticas MO-Pa. Mesmo assim as resistências aos vinte e oito dias, para ambos os materiais, não foram além de 14,2 MPa para as concreções de MO-Pa e 16,1 MPa para SP-Pb. Na busca de tentar justificar tais re-

sultados, se pensou que, como as concreções nos ensaios de absorção foram tomadas sem que as mesmas estivessem envolvidas por nenhuma pasta de cimento, o concreto assim obtido, ficara com excesso de água, já que dentro da massa do concreto as mesmas não se encontravam com todos os poros expostos, ocasionando queda de resistência, pois o início de pega é de aproximadamente 1 hora. Por este motivo se tentou tomar valores intermediários de 0,65 para o fator A/C do concreto com concreções da jazida SP-Pb, e 0,69 para o da jazida MO-PA. Mesmo com este procedimento a variação para melhor foi muito pouca. Após várias tentativas com diferentes traços e fatores A/C, pode-se afirmar que as principais variáveis que influenciam no comportamento de resistência do concreto laterítico, destas jazidas, é a grande absorção e a baixa resistência da própria concreção, assim como o teor de material pulverulento e torrões de argila encontrados ambos em grande quantidade.

A experiência seguinte com outras misturas mostrou que resistência considerável poderia ser conseguida, com consumo razoável de cimento**, se fosse feito traço na proporção 1:2,3:2,7:0,7. O concreto obtido com esta mistura apresentou-se bem trabalhável com um slump* = 3,5. A resistência aos vinte e oito dias foi de 21,1 MPa o que corresponde a um fck = 12,1 MPa admitindo controle razoável. Para a jazida

* abatimento

** consumo de cimento C = 358 kgf/m³

Traços	A/C	Amostra	Resist. (MPa)			Slump
			fc 3	fc 7	fc 28	
1:2,7:4,0	0,52	BG	13,6	17,9	26,8	-
1:2,8:3,8	0,52	BG	14,5	18,1	25,6	-
		SP-PB	4,1	5,4	4,5	-
		MO-PA	2,83	4,0	3,7	-
1:2,8:3,8	0,8	SP-PB	7,9	13,5	16,1	-
1:2,8:3,8	0,86	MO-PA	6,0	9,8	14,2	-
1:2,8:3,8	0,65	SP-PB	8,4	11,0	16,9	-
1:2,8:3,8	0,69	MO-PA	7,13	11,63	13,92	-
*1:2,3:2,7	0,5	BG	13,7	23,1	31,9	0,5
*1:2,3:2,7	0,7	SP-PB	9,5	14,5	21,1	3,5
*1:2,3:2,7	0,74	MO-PA	9,48	14,04	20,66	3,2
1:2,5:3,0	0,5	BG	16,6	26,7	33,6	-
1:2,5:3,0	0,72	SP-PB	8,7	13,2	15,7	1,8
1:2,5:3,0	0,77	MO-PA	8,27	12,11	14,78	3

* - Traços escolhidos para ensaios com vigas.

TABELA 4.8 - Resistências obtidas para os diversos traços.

da MO-Pa a pesquisa mostrou que o concreto em que se usa tais concreções atinge, inclusive, resistência considerável quando é utilizada também a mistura 1:2,3:2,7:0,74, variando apenas o fator A/C em relação ao anterior. Com este traço se obteve a resistência aos vinte e oito dias de 20,7 MPa e $f_{ck} = 11,7$ MPa,. A trabalhabilidade também foi boa com Slump = 3,2 cm.

Deste modo, verificou-se que o limite de $f_{ck} = 15$ MPa não pode ser atingido sem que haja consumo bem maior de cimento, o que acarretaria, conseqüentemente, um custo bem mais elevado para as execuções.

A tabela 4.8 com os vários traços e correspondente resistência à compressão dos corpos de prova está apresentada na página anterior.

4.6.2 - Corpos de Prova das Vigas.

O ensaio dos corpos de prova à compressão simples apresentou ruptura brusca¹ para os corpos de prova moldados com brita convencional e ruptura lenta para aqueles moldados com as concreções lateríticas. Já os corpos de prova ensaiados à tração por compressão diametral, apresentaram ruptura brusca. Os corpos de prova de concreto convencional apresentaram resistências à compressão (bem) superiores àqueles moldados com concreções lateríticas (diferença da ordem

(1) Por ruptura brusca, entende-se: ruptura com queda acentuada de tensão para deformações consideráveis.

de 35%) para o mesmo traço, como pode ser observado das tabelas.

A fim de verificar a influência da imersão em água, quando da cura dos corpos de prova, deixou-se alguns deles curar nas mesmas condições da viga, ou seja, externamente, sendo molhados diariamente durante os três primeiros dias. Os resultados mostraram que as resistências à compressão não apresentaram diferenças significativas.

Os corpos de prova foram pesados antes da imersão em água e quando de sua retirada para ensaio. Observou-se em 18 corpos de prova moldados com as concreções lateríticas de Sapé-Pb, que havia uma absorção de água de ordem de 150 a 300 gramas-força. Porém tal absorção não influenciou na resistência à compressão dos corpos de prova.

O peso médio dos corpos de prova com concreções de Sapé-Pb, para a segunda viga, antes da imersão foi de 12447 grama-força o que confere para este concreto um peso específico de $23,49 \text{ kN/m}^3$, enquanto que os corpos de prova moldados com as concreções de Mosqueiro-Pa, pesaram em média 12115 grama-força, o que lhe confere peso específico de $22,86 \text{ kN/m}^3$.

Os resultados dos ensaios com os corpos de prova das vigas e aqueles dos ensaios preliminares, Tabela 4.8 e Tabela 4.9, mostram que, para ambas as concreções, houve diminuição de resistência. Sendo da ordem de 26% para as concreções lateríticas de Sapé-Pb e 17% para as concreções de Mos

	Slump Médio (cm)	7 dias		f_t/f_c %	28 dias		f_t/f_c %	j dias		f_t/f_c %
		f_c (MPa)	f_t (MPa)		f_c (MPa)	f_t (MPa)		f_c (MPa)	f_t (MPa)	
SP-PB-1	3,3	10,01	1,415	14,14	15,52	1,923	12,31	j = 28 15,52	1,923	12,39
SP-PB-2	1,9	11,04	1,249	11,31	15,57	1,820	11,69	j = 89 23,40		
MO-PA-1	4,2	11,89	1,440	12,11	17,17	1,692	9,85	j = 48 18,78	1,909	10,17
MO-PA-2	1,6	10,01	1,604	16,02	17,42	1,604	9,21	j = 49 18,91	2,194	11,60
G - 1	0,7	23,34	2,444	10,47	31,328	2,488	7,94	j = 56 30,29	2,548	8,41

TABELA 4.9 - Resultados dos Ensaaios com os Corpos de Prova das Vigas.

queiro-Pa. A diminuição na resistência dos corpos de prova não estava sendo esperada, já que os corpos de prova das vigas foram vibrados, e como se sabe, este é fator de importância no aumento da resistência de um concreto. Foi observado, também que na fase dos ensaios com as vigas, o material proveniente da Jazida Sapê-Pb apresentou uma coloração diferente da dos ensaios preliminares. A estação do ano em que foram realizados os ensaios com as vigas foi o inverno. Após os resultados dos ensaios foram retiradas amostras para verificação da umidade natural.

As amostras que estavam acomodadas em sacos e protegidas da ação das intempéries, forneceram 3,4% para sua umidade natural. Aquelas que estavam sujeitas à ação das intempéries, e na camada mais externa do monte, apresentaram-se com 3,62% de umidade natural, e aquelas da camada interna do monte 9.73% de umidade natural. Para o material de Mosqueiro-Pa, a umidade natural da camada externa foi de 2,9%.

4.7 - MÓDULO DE ELASTICIDADE

Os valores obtidos para o módulo de Elasticidade com o aparelho de ultra-som e os ensaios pelas expressões teóricas estão mostrados na Tabela 4.10.

Para utilização na expressão do CEB, o valor do peso específico do concreto com concreções lateríticas da jazida Sapê-Pb, foi tomado como sendo $2,357 \frac{tf}{m^3}$, valor este ob

tido pela média aritmética dos resultados dos corpos de prova moldados para as duas vigas. Para o concreto com concreções de Mosqueiro, foi tomado para peso específico o valor de $2,286 \frac{tf}{m^3}$, e para o concreto convencional $2,4 \frac{tf}{m^3}$.

Observa-se que os valores teóricos e práticos, referentes ao módulo de elasticidade da brita convencional estão bastante coerentes. O mesmo não ocorre com relação ao concreto executado com concreções lateríticas, onde os módulos de elasticidade, E , obtidos com o aparelho de ultra-som, diferem daqueles obtidos pelas expressões empíricas fornecidas pelos órgãos normativos NB-1 e CEB. Por exemplo, da Tabela 4.10, observa-se que os valores teóricos do módulo de elasticidade aos 28 dias, das concreções de Sapê-Pb, são iguais a 2600098 N/cm^2 e 2604283 N/cm^2 pela expressão da NB-1 e, $2565595,5 \frac{N}{\text{cm}^2}$ e $2570136,5 \frac{N}{\text{cm}^2}$ pela expressão do CEB. Ao passo que os valores experimentais foram de $(12 - 12,5) \cdot 10^5 \frac{N}{\text{cm}^2}$ e $(13 - 13,5) \cdot 10^5 \frac{N}{\text{cm}^2}$. Assim observa-se que existe uma diferença significativa entre os mesmos. Pelo que exposto, pode-se observar que as expressões, tal como se encontram na NB-1, $E = 6600 \sqrt{f_{c_j}}$ e CEB, $E = 18000 \sqrt{\gamma^3 f_{c_j}}$, como aproximação para o módulo de Elasticidade do concreto, não se aplicam totalmente ao concreto executado com concreções lateríticas.

	NB-1		C.E.B		PUNDIT
	f_c (MPa)		f_c (N/cm ²)		
	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias	
SP-PB-1	10,1	15,52	1009,7	1552	(12 - 12,5)10 ⁵ N/cm ² (13 - 13,5)10 ⁵ N/cm ²
SP-PB-2	11,04	15,57	1104	1557	
E ₁ (N/cm ²)	20975000	2600098	2069703,1	2565595,5	
E ₂ (N/cm ²)	2192949	2604283	2163848,9	2570136,5	
MO-PA-1	11,89	17,174	1189	1717,4	(11,8 - 12,5)10 ⁵ N/cm ² (12,0 - 12,5)10 ⁵ N/cm ²
MO-PA-2	10,097	17,419	1009,7	1741,9	
E ₁ (N/cm ²)	2275800	2735140,6	2145249,3	2578235,4	
E ₂ (N/cm ²)	2097200	2754580,9	1977209,3	2596305,8	
G	23,34	31,3	2334	3130	38.10 ⁵ N/cm ²
E (N/cm ²)	3185824	3800000	3233248,9	37442216	

TABELA 4.10 - Valores Comparativos do Módulo de Elasticidade do Concreto, com Concreções Lateríticas e Rocha Granítica.

4.8 - RESULTADOS DOS ENSAIOS COM VIGAS PARA DETERMINAÇÃO DAS CARGAS DE RUPTURA, FLECHAS, DEFORMAÇÕES NA ARMADURA E DEFORMAÇÕES NO CONCRETO .

Foram ensaiadas cinco vigas assim constituídas: duas com concreto preparado com concreções lateríticas da jazida Sapê-Pb, duas com concreções lateríticas da jazida Mosqueiro-PA e uma com agregado de rocha granítica, concreto convencional para fins comparativos.

A seguir, apresenta-se o processo de ruptura das vigas e os resultados das medições efetuadas.

4.8.1 - Viga V₁-SP-PB

A primeira fissura visível surgiu na zona de flexão para o nível de carga da ordem de 10 kN. O valor obtido pela expressão teórica foi de 9,6 kN .

Ao atingir a carga de 60 kN, verificou-se instabilidade do sistema macaco hidráulico - perfil de distribuição de cargas - viga-apoios, provavelmente devido às pequenas imperfeições da viga e/ou do perfil de distribuição de cargas. Isto fez surgir pequeno empenamento lateral na viga, fazendo com que a carga aplicada pelo macaco tivesse componente horizontal.

Até este nível de carga, o concreto comprimido não apresentava nenhum sinal de esmagamento.

Durante todo o ensaio, a evolução das fissuras, deu-se

de maneira contínua, de modo inteiramente semelhante a uma peça de concreto convencional.

Também não surgiu nenhum problema de aderência entre armadura e o concreto laterítico.

Para o nível de carga de 70 kN, os indicadores das deformações assinalavam grandes deformações sem aumentos das cargas. A ruptura total com o esmagamento do concreto não foi obtida para esta viga. Os grandes valores destas deformações, podem ter sido originados já pela instabilidade anteriormente citada.

Flechas

A Figura 4.2 e Tabela 4.11 mostram os valores obtidos para as flechas. Observou-se uma mudança na inclinação da curva para níveis próximos ao momento de fissuração.

Também observa-se grande coerência entre os valores teóricos e aqueles obtidos experimentalmente. Os valores teóricos foram superiores ao experimentais com diferença máxima de 1,96 mm para a carga de 40 kN.

Deformações na armadura.

A Tabela 4.12 e a Figura 4.3 apresentam os valores obtidos para a deformação na armadura. Para a carga em torno de 10 kN observa-se mudança na inclinação da curva carga-deformação, e as deformações para esta nova inclinação passam a ser maiores. Este fato vem corroborar o valor ob

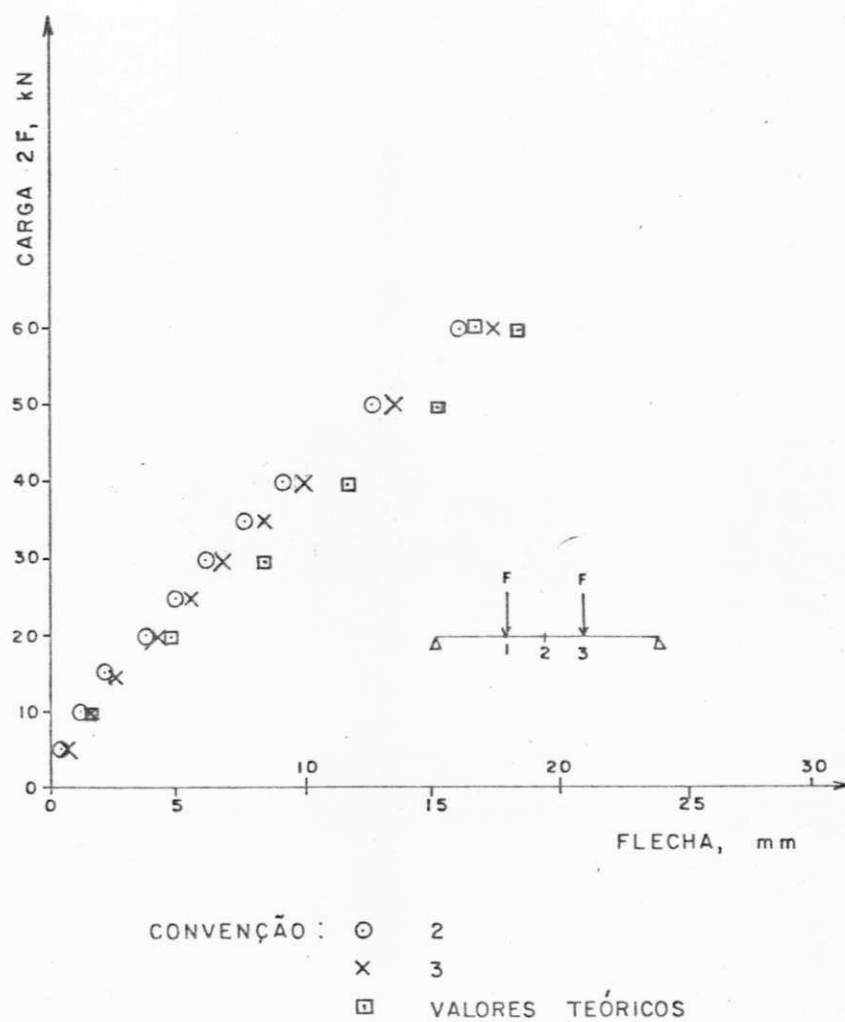


Figura 4.2 – Diagrama carga-flecha para a viga V_1 -SP-Pb.

tido teoricamente, para o momento da fissuração da viga. Como se sabe, desde o instante em que ocorrem fissuras na viga de concreto, há transferência imediata dos esforços para a armadura, ocasionando com isso maiores deformações no aço.

A deformação máxima obtida foi de 3,084%.

2F (kN)	Ponto	
	1 Flecha (mm)	2 Flecha (mm)
5	0,518	0,585
10	1,260	1,410
15	2,350	2,642
20	3,683	4,098
25	4,980	5,481
30	6,273	6,885
35	7,713	8,408
40	9,152	9,980
50	12,660	13,740
60	16,190	17,635

TABELA 4.11 - Carga: - Flecha: na V1-SP-Pb

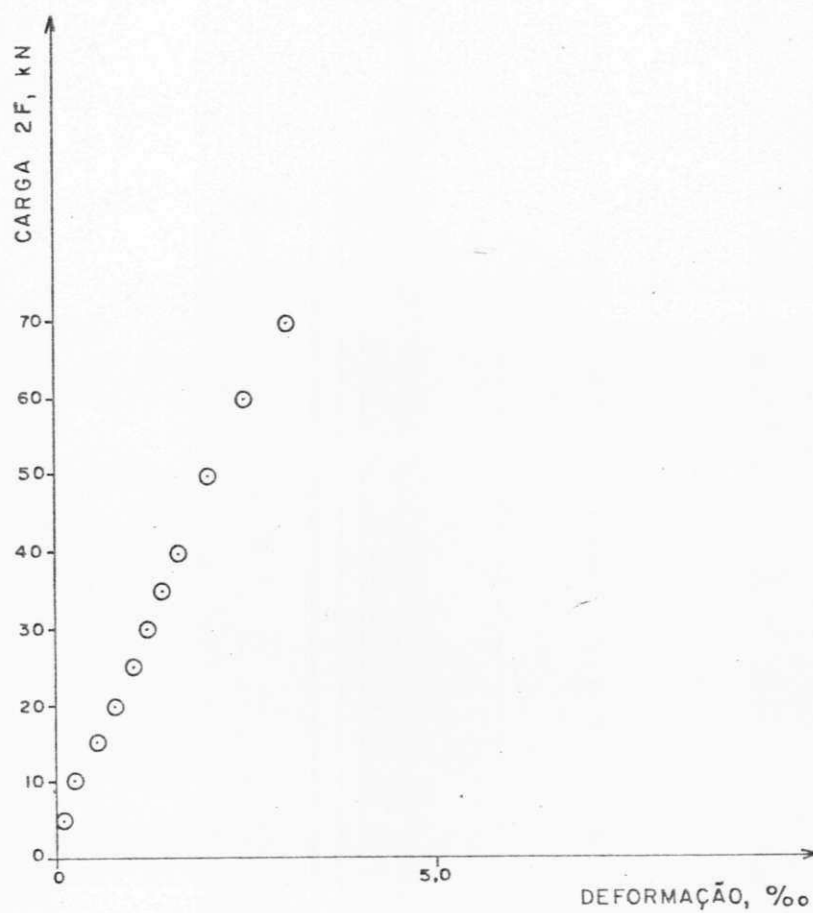


Figura 4.3 - Diagrama carga-deformação na armadura - viga V₁ - SP - Pb.

2 F (kN)	Leitura	Δ	$\Delta A_{cum}(\%)$
0	8228		
5	8356	128	0,128
10	8483	127	0,255
15	8764	281	0,536
20	8984	220	0,756
25	9228	244	1,000
30	9425	197	1,197
35	9607	182	1,379
40	9819	212	1,591
50	10233	414	2,005
60	10710	477	2,482
70	11312	602	3,084

TABELA 4.12 - Cargas Deformações nas Armaduras da Viga V1-SP-Pb.

4.8.2- Viga V2-SP-Pb

As primeiras fissuras surgiram com o mesmo nível de carga da viga anterior. A curvatura da viga tornou-se visível quando a carga atuante estava em torno de 50 kN, aproximadamente 62,0% da carga final. Para este estágio de carga, as fissuras de cisalhamento distanciaram-se dos apoios de 60 a 70 cm. Quando as cargas eram da ordem de 80% da carga final, a altura das fissuras era aproximadamente de 23 cm e toda a viga se apresentava fissurada, com distâncias entre

elas da ordem de 10 cm.

Para cargas entre 79 kN e 80 kN, houve o esmagamento do concreto na face superior, na região de flexão pura, próximo à carga concentrada.

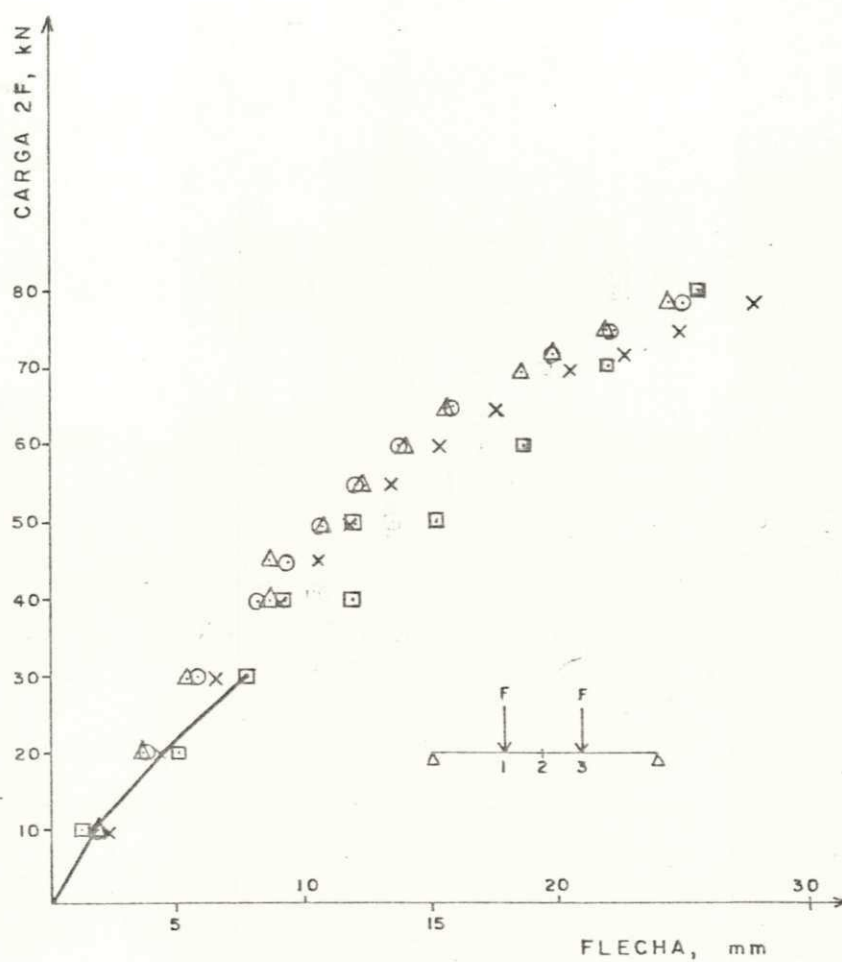
Flechas

As flechas obtidas teórica e experimentalmente, tanto no estágio I quanto no estágio II, foram bastante coerentes. Semelhantemente ao caso anterior os valores teóricos foram superiores aos experimentais até as proximidades da carga de ruptura.

O momento de fissuração para esta viga foi de 4,55kN.m, sendo portanto a carga total aplicada de 9,1 kN. Para obtenção destes valores foi utilizado $f_t^{28} = 1,82$ MPa, obtido pela média dos corpos de prova ensaiados. A Tabela 4.13 e a Fig. 4.4 ilustram os resultados obtidos para as flechas em mm.

Deformações na Armadura

Os resultados finais obtidos para as faces Norte e Sul da viga foram muito próximos, a saber: 6,20 ‰ e 6,14 ‰, respectivamente, para o nível de carga 79 kN. Observa-se mudança também na inclinação da curva para níveis de carga da ordem de 10 kN. O ensaio foi interrompido quando o nível de carga na viga era de 30 kN., devido ao pequeno deslocamento lateral sobre o apoio direito. Já na fase de reensaio desta viga, a curva, partindo da origem, apresentou-se como



CONVENÇÃO: ○ 1
 × 2 REENSAIO EM 19-06-85
 △ 3
 — ENSAIO EM 26-04-85
 □ VALORES TEÓRICOS

Figura 4.4 - Diagrama carga flecha viga
 V₂-SP-Pb.

contínua e aproximadamente linear, até valores de carga da ordem de 40 kN. Pelo que se observa, as deformações da fase de ensaio pareciam tender a valores superiores às do reen-saio executado 54 dias depois. Isto poderia ser justificado pelo aumento da rigidez da peça como um todo, devido ao aumento do módulo de elasticidade com o tempo.

A Tabela 4.14 e a Fig. 4.50 mostram os resultados obtidos.

Incremento Nº	Carga 2F (kN)	Ponto					
		1		2		3	
		Leitura	Flecha (mm)	Leitura	Flecha (mm)	Leitura	Flecha (mm)
0	0	0	0,00	0	0,00	0	0,00
1	10	181	1,81	204	2,04	173	1,73
2	20	379	3,79	424	4,24	362	3,62
3	30	589	5,89	657	6,57	563	5,63
4	40	812	8,12	907	9,07	778	7,78
5	45	942	9,42	1052	10,52	894	8,94
6	50	1071	10,71	1191	11,91	1106	11,06
7	55	1214	12,14	1350	13,50	1239	12,39
8	60	1381	13,81	1535	15,35	1399	13,99
9	65	1592	15,92	1766	17,66	1598	15,98
10	70	1861	18,61	2067	20,67	1848	18,48
11	72	2022	20,22	2225	22,25	1977	19,77
12	75	2236	22,36	2466	24,66	2168	21,68
13	79	2532	25,32	2766	27,66	2448	24,48

TABELA 4.13 - Carga flecha para a viga V2-SP-PB.

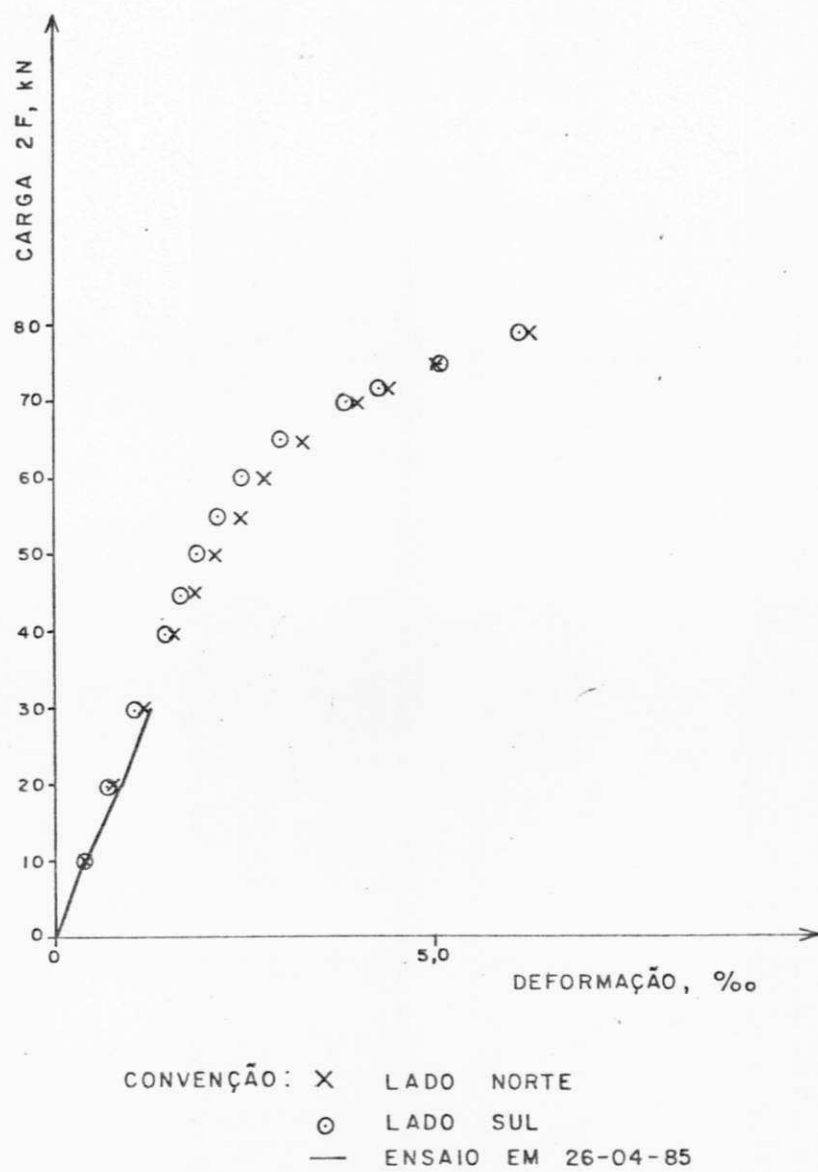


Figura 4.5 - Carga - deformação na armadura
viga - V₂ - SP-Pb.

Incremento Nº	Carga 2F (kN)	Norte			Sul		
		Leitura	Δ Leit.	Δ Acum.‰	Leitura	Δ Leit.	Δ Acum.‰
0	0	6792	-	-	9267	-	-
1	10	7162	370	0,370	9600	330	0,330
2	20	7534	372	0,742	9964	364	0,694
3	30	7948	413	1,155	10322	358	1,052
4	40	8380	432	1,587	10718	396	1,448
5	45	8623	243	1,830	10940	222	1,670
6	50	8888	265	2,095	11154	214	1,884
7	55	9202	314	2,409	11398	244	2,128
8	60	9575	373	2,782	11724	326	2,454
9	65	10058	483	3,265	12190	466	2,920
10	70	10800	742	4,007	13100	910	3,830
12	72	11174	374	4,381	13568	468	4,298
13	75	11842	668	5,049	14296	729	5,026
14	79	13000	1158	6,207	15418	1122	6,148

TABELA 4.14 - Carga-Deformação na Armadura para a viga
V₂-SP-Pb.

4.8.3-Viga V₃-MO-Pa

As primeiras fissuras visíveis surgiram quando o carregamento da viga era da ordem de 15 kN. Ao nível de 30 kN, a viga sofreu deslocamento devido as suas faces não estarem exatamente a 90°. As medições com os indicadores de

deformações colocados sob a viga, mostraram que tal deslocamento foi da ordem de 3,3 mm.

O reensaio foi feito 11 dias depois, após ter sido colocada nova camada de argamassa sobre os apoios com a finalidade de regularizar a superfície. O espaço de tempo de 11 dias, fez com que a resistência da argamassa atingisse melhores níveis.

Para o nível de carga de 50 kN (aproximadamente 60 % da carga de ruptura) a fissura mais alta media 17 cm e localizava-se na região de flexão pura. Suas aberturas para 75% da carga de ruína, eram em torno de 1 mm, para as mais pronunciadas. Em torno de 87% da carga de ruptura a viga se apresentava totalmente fissurada, com fissuras de cisalhamento chegando a medir 22 cm de altura. Neste nível de carga, os indicadores de deformações não estabilizavam para a carga estacionária por tempo de 20 a 30 minutos. As distâncias máximas entre fissuras, eram da ordem de no máximo 10 cm. A distância da primeira fissura a região dos apoios era da ordem de 14 cm em ambos os lados.

Para 95 % da carga de ruptura, as deformações do aço nas faces Norte e Sul da viga, atingiam respectivamente os valores de 4,84 % e 6,63 % . Para a carga de 84,5 kN, os indicadores das deformações não conseguiram acompanhar os vertiginosos aumentos nos valores das flechas e, a peça sofreu esmagamento do concreto próximo a carga concentrada. Nestes instantes o aço apresentava deformação da ordem de 8,21%.

na face Sul. Tais valores, garantem que o aço superou a deformação convencional de escoamento que é da ordem de 4,07%.

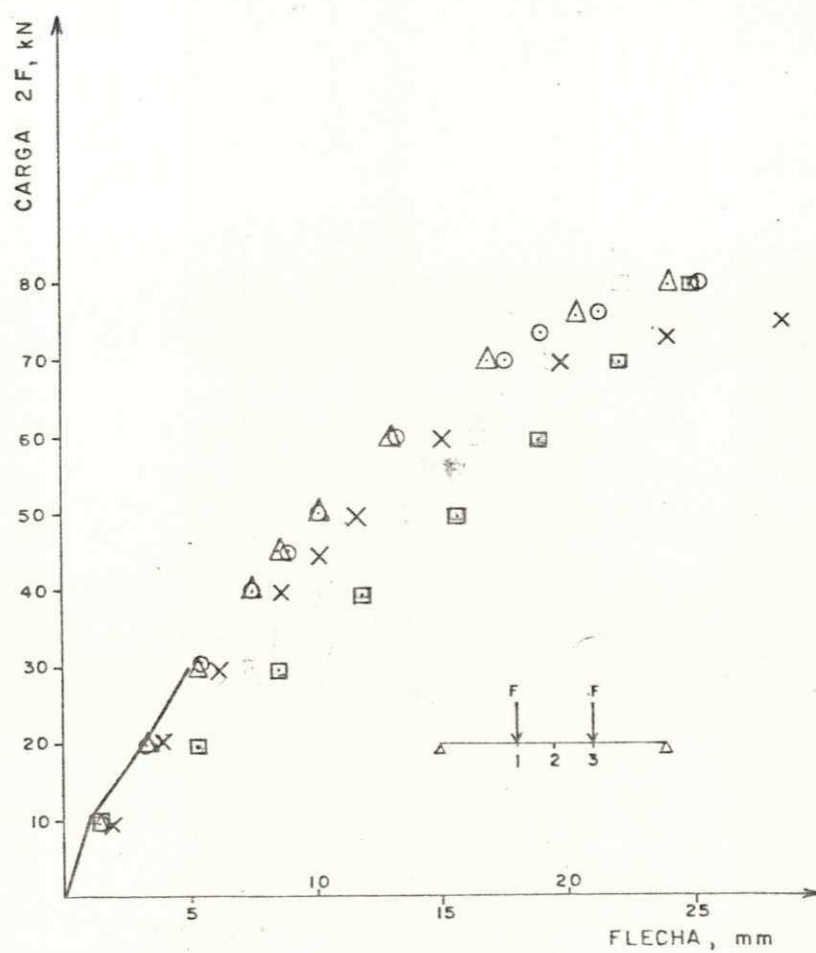
Vale ressaltar, que a peça foi dimensionada para atender a condição de normalmente armada. O tipo de ruptura ocorrido, com o concreto sendo esmagado no momento em que o aço sofria o escoamento convencional, veio corroborar a condição inicial do dimensionamento.

Flechas

As flechas obtidas teórica e experimentalmente, apresentaram resultados bastante coerentes. Sendo que os resultados teóricos foram superiores aos experimentais até aproximadamente 90 % da carga de ruptura.

O momento de fissuração para esta viga, que caracteriza o final do estágio I foi de 4,77 kN.m e portanto a carga total sobre a viga neste nível era de 9,54 kN. A flecha teórica, correspondente ao momento de fissuração foi de 1,63 mm. Conforme mostrado na Tabela 4.23.

Os valores experimentais obtidos para a carga de 10 kN foram - sob a carga concentrada e no meio do vão - de 1,60 mm e 1,84 mm respectivamente. Observa-se, ainda, que estes resultados experimentais foram obtidos no reensaio da viga e, que no primeiro ensaio que sofreu interrupção, o nível das deformações, foi da ordem de 1,04 mm. A análise mais acurada da curva do primeiro ensaio, mostra tendência de aproximação destes valores, aos do segundo ensaio, à medida em que o nível de carga aproxima-se da carga de interrupção.



CONVENÇÃO : ○ 1
 X 2
 △ 3
 — ENSAIO EM 21-06-85.
 □ VALORES TEÓRICOS.

Figura 4.6 - Diagrama carga-flecha viga V₃-MO-Pa.

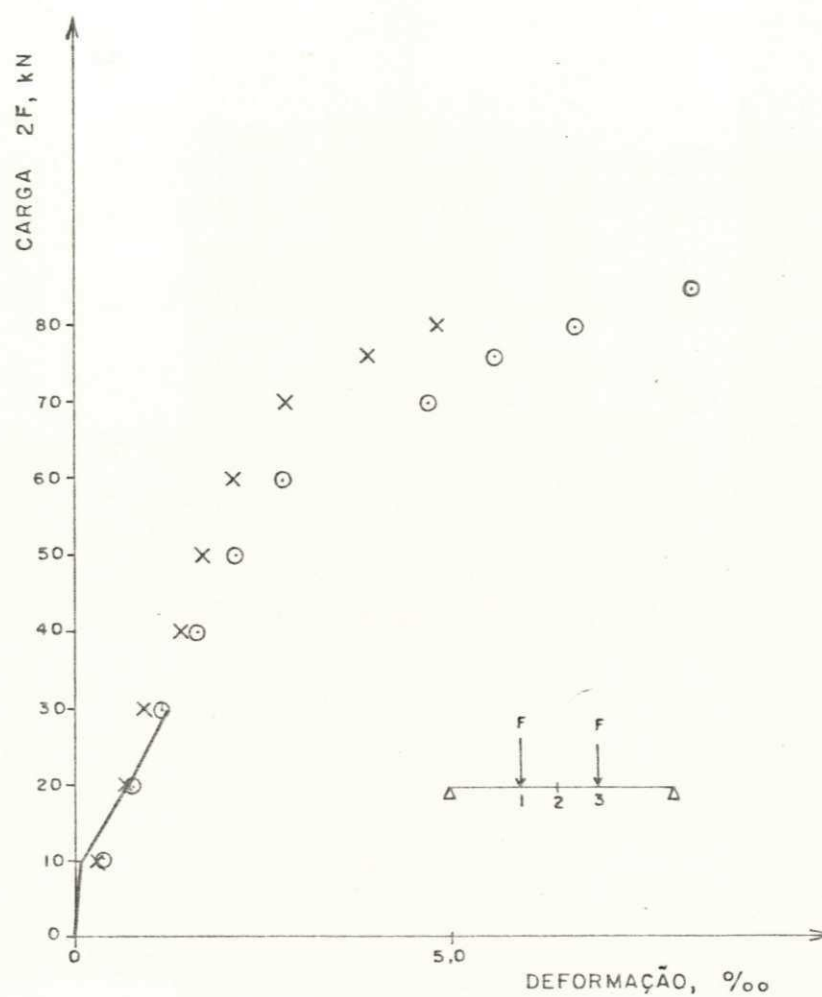
A Tabela 4.15 e a Fig. 4.6, fornece todos os resultados obtidos e ilustra o comportamento da viga com relação às deformações.

Incremento Nº	Carga 2F... (kN)	Ponto					
		1		2		3	
		Leitura	Flecha (mm)	Leitura	Flecha (mm)	Leitura	Flecha (mm)
0	0	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00
1	10	160	1,60	184	1,84	159	1,59
2	20	348	3,48	399	3,99	344	3,44
3	30	541	5,41	616	6,16	532	5,32
4	40	764	7,64	865	8,65	750	7,50
5	45	901	9,01	1018	10,18	880	8,80
6	50	1030	10,30	1167	11,67	1013	10,13
7	60	1331	13,31	1502	15,02	1302	13,02
8	70	1758	17,58	1978	19,78	1706	17,06
9	73,5	1913	19,13	2411	24,11	-	-
10	76	2138	21,38	2854	28,54	2061	20,61
11	80	2535	25,35	-	-	2413	24,13

TABELA 4.15 - Carga- Flecha para a viga V₃- MO-Pa

Deformação na Armadura

A Fig. 4.7 e a Tabela 4.16 mostram os valores obtidos para a deformação da armadura. Observa-se que no primeiro ensaio a que foi submetida a viga, nas imediações da car



CONVENÇÃO: X LADO NORTE
 O LADO SUL
 — ENSAIO EM 21-06-85.

Figura 4.7 - Diagrama carga-deformação na armadura.
 Viga V₃-MO-Pa.

ga de 10 kN há mudança na inclinação do diagrama. Esta mudança está associada ao instante em que a viga fissurou, ocorrendo portanto uma transferência de esforços para a armadura ocasionando com isso maiores deformações. Observa-se que a curva do primeiro ensaio, tende para a do segundo, à medida em que a carga aplicada aproxima-se da carga em que o ensaio foi interrompido, o que denota um comportamento elástico do material para estes níveis de carga.

O valores máximos obtidos pelas deformações foram de 4,84 % para a carga de 80 kN na face Norte e 8,21 % para a carga de 84,5 kN na face Sul.

Incremento Nº	Carga 2F (kN)	Norte			Sul		
		Leitura	Δ Leit.	Δ Acum. %	Leitura	Δ Leit.	Δ Acum. %
0	0	6210	-	-	10410	-	-
1	10	6492	282	0,282	10762	352	0,352
2	20	6832	340	0,622	11180	418	0,770
3	30	7148	316	0,938	11575	395	1,165
4	40	7552	404	1,342	12028	453	1,618
5	50	7888	336	1,678	12526	498	2,116
6	60	8316	428	2,106	13204	678	2,794
7	70	9085	769	2,879	14482	1278	4,072
8	76	10130	1045	3,920	16000	1518	5,590
9	80	11050	920	4,840	17042	1042	6,632
10	84,5	-	-	-	18620	1578	8,210

TABELA 4.16 - Deformação nas Armaduras para a Viga V₃-MO-PA

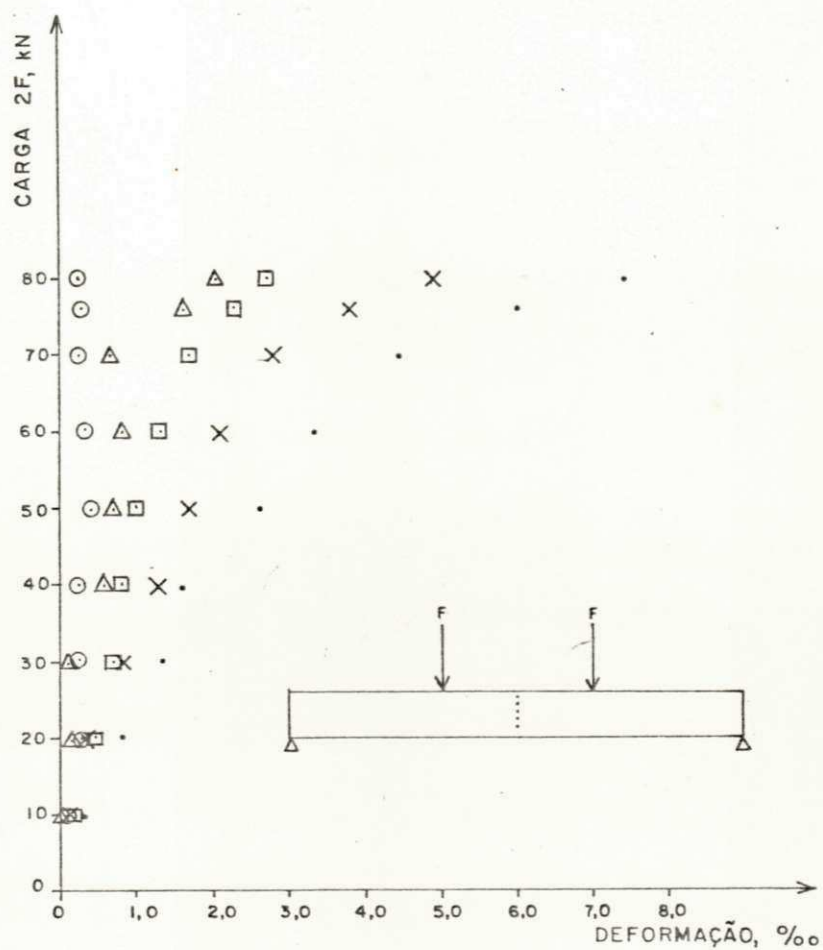
Carga	Disco Número	1ª Leitura	2ª Leitura	3ª Leitura	Média	ϵ %
0	1	1026	1031	1030	1029	0,00
	2	1028	1020	1026	1025	0,00
	3	1035	1034	1030	1033	0,00
	4	1050	1050	1054	1051	0,00
	5	1029	1022	1029	1027	0,00
10 kN	1	1024	1020	1016	1020	-0,18
	2	1010	1024	1024	1019	-0,12
	3	1037	1040	1042	1040	+0,14
	4	1069	1055	1063	1062	+0,22
	5	1049	1049	1035	1044	+0,34
20 kN	1	1009	1009	1009	1009	-0,40
	2	1023	1008	0996	1009	-0,32
	3	1046	1037	1044	1042	+0,18
	4	1055	1075	1074	1068	+0,34
	5	1075	1066	1063	1068	+0,82
30 kN	1	1000	1000	1000	1000	-0,58
	2	1009	1018	1016	1014	-0,22
	3	1015	1050	1050	1038	+0,10
	4	1096	1094	1096	1095	+0,88
	5	1097	1095	1090	1094	+1,34
40 kN	1	0992	0991	-	992	-0,74
	2	1012	1014	-	1013	-0,24
	3	1061	1066	-	1064	+0,62

Carga	Disco Número	1ª Leitura	2ª Leitura	3ª Leitura	Média	ϵ ‰
40 kN	4	1116	1120	-	1118	+1,34*
	5	1102	1098	-	1100	+1,26
50 kN	1	0979	0978	-	0979	-1,0
	2	1009	0996	-	1003	-0,44
	3	1068	1060	-	1069	+0,72
	4	1137	1138	-	1138	+1,74
	5	1158	1157	-	1158	+2,62
60 kN	1	0965	0968	-	967	-1,24
	2	1007	1011	-	1009	-0,32
	3	1075	1078	-	1077	+0,88
	4	1057	1158	-	1158	+2,14
	5	1192	1194	-	1193	+3,32
70 kN	1	0946	0944	-	945	-1,68
	2	1012	1010	-	1011	-0,28
	3	1062	1067	-	1065	+0,64
	4	1190	1194	-	1192	+2,82
	5	1248	1249	-	1249	+4,44
76 kN	1	0918	0912	-	915	-2,28
	2	1008	1012	-	1010	-0,30
	3	1113	1116	-	1115	+1,64
	4	1241	1242	-	1242	+3,82
	5	1326	1327	-	1327	+6,0

Cont.

Carga	Disco	1 ^a	2 ^a	3 ^a	Média	ε ‰
	Número	Leitura	Leitura	Leitura		
80 kN	1	0891	0893	-	892	-2,74
	2	1011	1010	-	1011	-0,28
	3	1135	1138	-	1137	+2,08
	4	1297	1297	-	1297	+4,92
	5	1398	1401	-	1400	+7,46
84,5 kN	1	-	-	-	-	-
	2	0829	0826	-	833	-
	3	1163	1160	-	1162	-
	4	1479	1479	-	1479	-
	5	1582	1573	-	1578	-

TABELA 4.17 - Carga-Deformação no Concreto para a Viga
V3-MO-Pa.



CONVENÇÃO : □ 1 (-)
 ○ 2 (-)
 △ 3 (+)
 × 4 (+)
 · 5 (+)

Figura 4.8 - Diagrama carga — deformação no concreto. Viga V₃-MO-Pa.

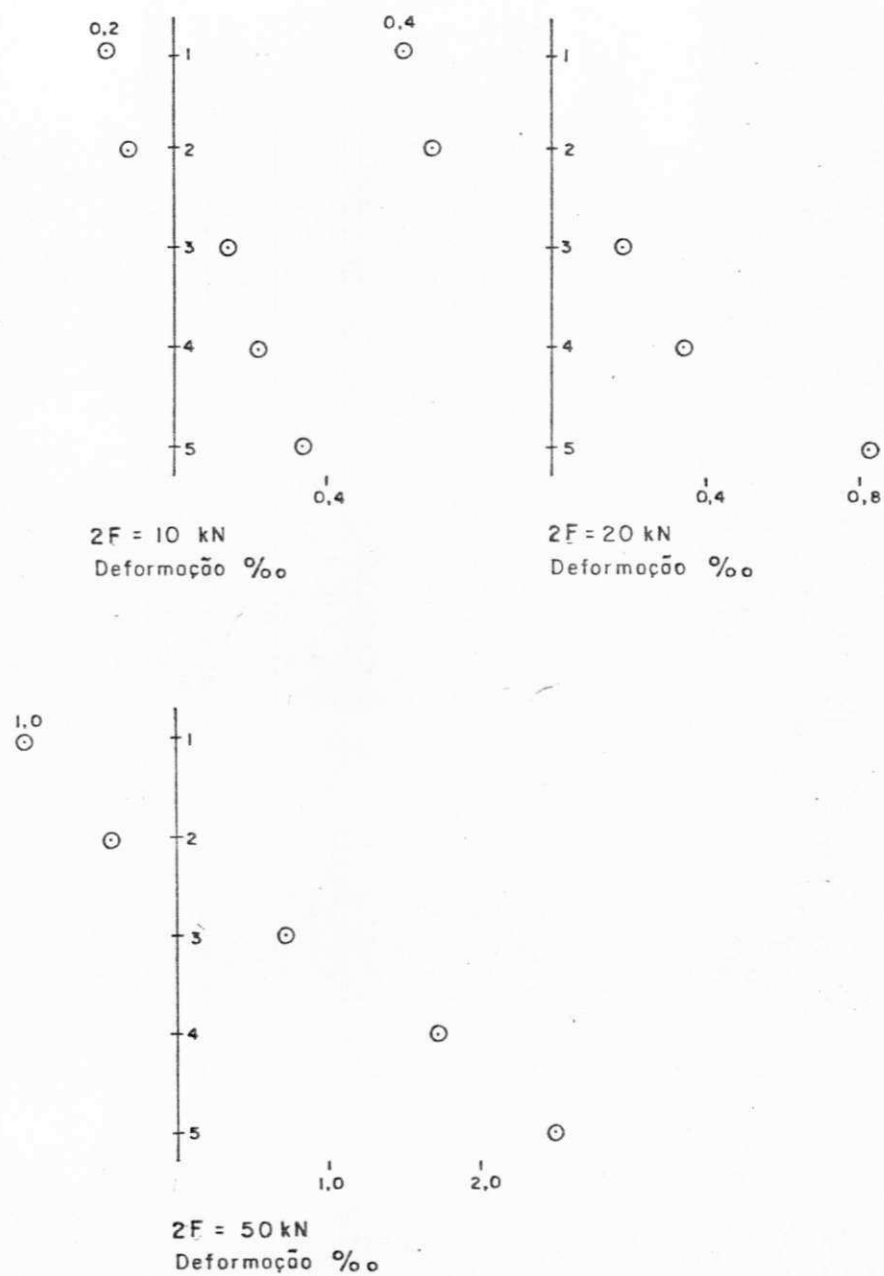


Figura 4.9 - Diagramas carga-deformação nas seções.
Viga V_3 - MO - Pa.

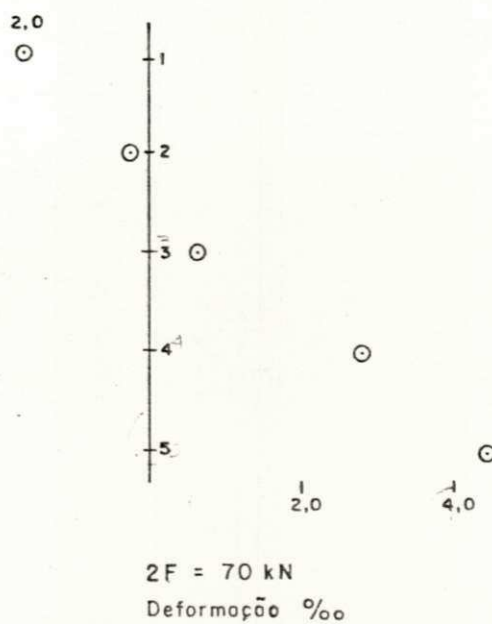


Figura 4.10- Diagrama carga-deformação na seção.
Viga V_3 -MO - Pa.

Deformações no Concreto

O encurtamento máximo obtido foi de 2,74 ‰ para a carga de 80 kN, e verificou-se, como era de se esperar, na posição 1 da viga. O valor obtido experimentalmente ficou abaixo da deformação limite estabelecida por norma, que é para o concreto convencional, de 3,5 ‰. A posição 2, que corresponde aproximadamente à altura da linha neutra, não indica valores crescentes nas deformações para os vários incrementos aplicados de carga. Os alongamentos máximos obtidos correspondem à posição 5, como era de se esperar. O máximo valor foi 7,46 ‰, que é muito próximo da deformação máxima no aço que foi de 8,21 ‰ e 4,84 ‰ nas faces Sul e Norte, respectivamente. A Fig. 4.8 mostra os resultados obtidos.

Observa-se para as cargas de 50 kN e 70 kN certa linearidade nas deformações dos vários pontos. É o que indicam as Figs. 4.9, 4.10 e Tabela 4.17. Esta linearidade está diretamente relacionada à hipótese das seções planas de Bernoulli.

4.8.4 - Viga V₄-Mo-Pa.

Descrição do ensaio

A primeira fissura visível ocorreu no centro da viga, para a carga de 10 kN. Para 60 ‰ da carga de ruptura, a viga apresentou-se totalmente fissurada com aberturas perfeitamente visíveis e distâncias no máximo de 10 cm. Neste nível

de carga, a viga iniciou a formação de pequena flambagem lateral e, com o objetivo de precaução, para a carga de 63kN (76,4 % da carga de ruptura) foi feito impedimento lateral. Antes, porém, se aliviou a carga atuante. Em seguida se recarregou o sistema. As flechas após esta etapa foram praticamente as mesmas, surgindo, apenas diferença de 1 mm nos valores finais para o ponto médio da viga.

Para carregamentos da ordem de 82 % da carga de ruptura, os indicadores de deformações já não estabilizavam no instante em que a carga ficava estacionária, demorando aproximadamente 30 minutos para cada novo incremento.

Para a carga de 78,5 kN (95,2 % da carga de ruptura) surgiu o início do esmagamento do concreto no mesmo local das vigas anteriores, isto é, próximo à carga concentrada.

O esmagamento final ocorreu com a carga de 82,5 kN com aumentos rápidos nas deformações.

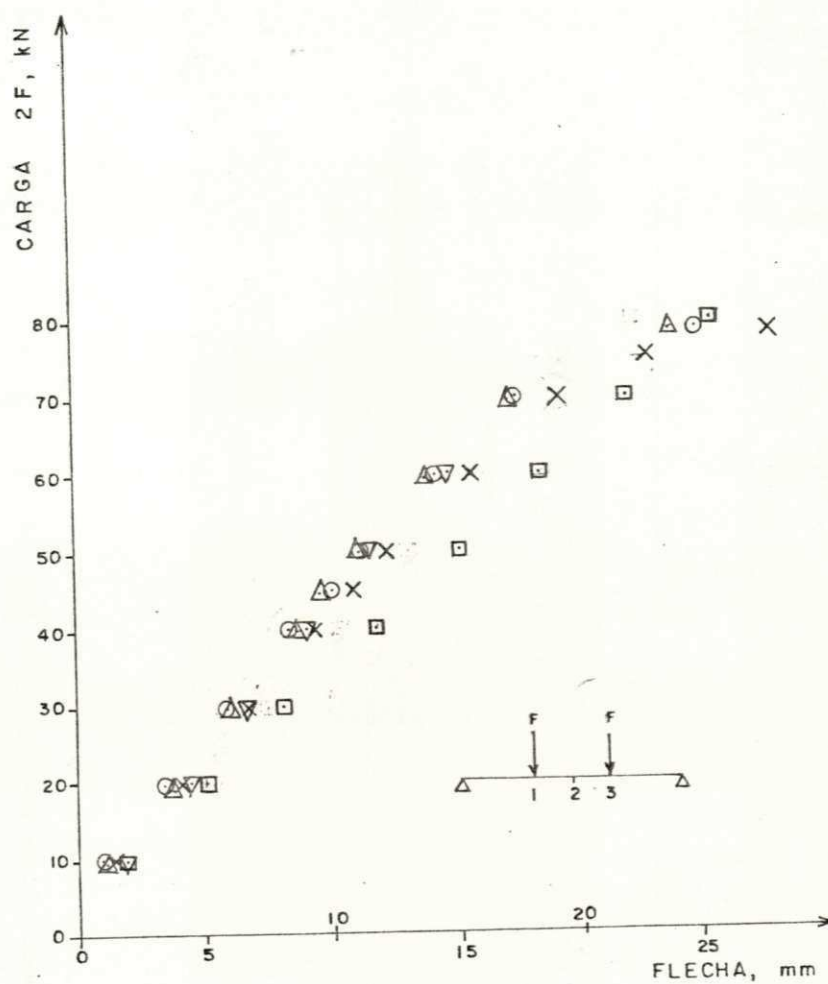
Flechas

O momento de fissuração teoricamente encontrado foi de 5,48 kN.m e, o carregamento sobre a viga neste instante era de 10,97 kN. A resistência à tração $f_t = 2,19$ MPa, foi obtida com C.P aos 49 dias de idade.

Os valores teóricos e experimentais das flechas foram também muito próximos, sendo que os teoricamente calculados foram superiores até valores de cargas da ordem de 85 % da carga de ruptura. A flecha experimental máxima obtida foi

Incremento Nº	Carga 2F (kN)	Ponto					
		1		2		3	
		Leitura	Flecha (mm)	Leitura	Flecha (mm)	Leitura	Flecha (mm)
0	0	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00
1	10	107	1,07	116	1,16	110	1,10
2	20	356	3,56	397	3,97	364	3,64
3	30	593	5,93	665	6,65	610	6,10
4	40	852	8,52	950	9,50	864	8,64
5	45	988	9,88	1098	10,98	992	9,92
6	50	131	11,19	141	12,39	130	11,22
7	60	437	14,25	473	15,71	410	14,02
8	70	331	17,56	375	19,46	317	17,19
9	75	-	-	700	22,71	-	-
10	78,5	1056	24,81	1191	27,62	978	23,80

TABELA 4.18 - Carga Flecha para a Viga V₄-MO-PA



CONVENÇÃO : ○ 1
 X 2
 △ 3
 ▽ 2 RECARREGAMENTO
 □ 2 VALORES TEÓRICOS

Figura 4.II- Diagrama carga-flecha. Viga V₄-MO - Pa.

Incremento Nº	Carga 2F (kN)	Norte			Sul		
		Leitura	Δ Leit.	Δ Acum. %	Leitura	Δ Leit.	Δ Acum. %
0	0	9170	-	-	5472	-	-
1	10	9577	407	0,407	5802	330	0,330
2	20	10072	495	0,902	6250	448	0,778
3	30	10522	450	1,352	6661	411	1,189
4	40	10972	450	1,802	7078	417	1,606
5	50	11460	488	2,290	7503	428	2,031
6	60	12124	664	2,954	7998	495	2,526
7	63	12968	844	3,798	8143	145	2,671
8	00	10100	-	-	6143	-	-
9	60	12511	2411	2,411	8332	-	2,189
10	70	13218	707	3,118	9184	852	3,041
11	78,5	15143	1925	5,043	10920	736	-
12	82,5	-	-	5,840	10786	1602	4,643

TABELA 4.19 - Carga-Deformação na Armadura para a Viga

V₄-MO-PA.

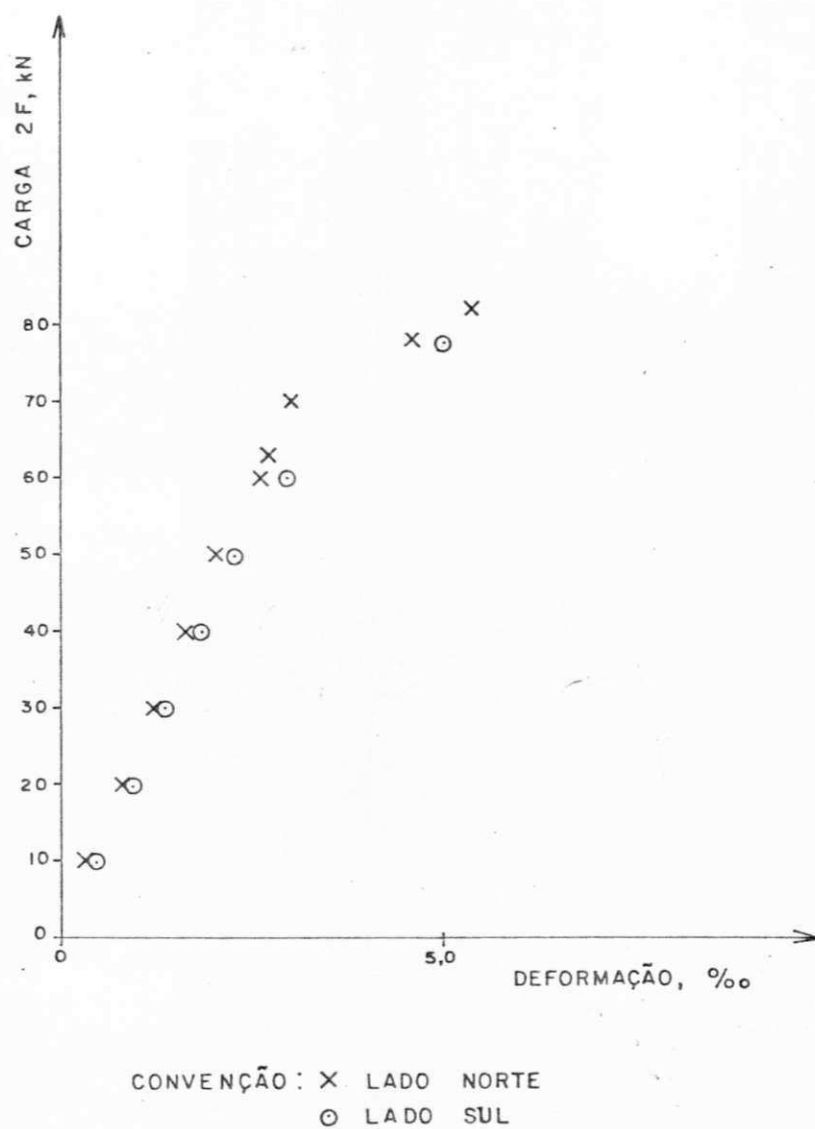


Figura 4.12-Diagrama carga-deformação na armadura. Viga V₄-MO-Pa.

de 2,76 cm.

A Tabela 4.18 e a Fig. 4.11 ilustram os resultados obtidos.

Deformações na Armadura

A curva dos valores experimentais, sofre mudança na sua inclinação para valores de carga em torno de 10 kN, que corresponde aproximadamente ao valor do momento de fissuração obtido. A partir deste valor, obtém-se comportamento linear até valores da ordem de 85 % da carga de ruptura. Os novos aumentos das cargas provocam deformações bem mais pronunciadas na armadura. Os valores máximos obtidos foram 5,387 ‰ na face Norte e 5,84 ‰ na face Sul, para a carga final de 82,5 kN.

A Tabela 4.19 e a Fig. 4.12 ilustram os resultados obtidos.

4.8.5 - Viga V5-G-1

Descrição do ensaio

A primeira fissura visível ocorreu para o nível de carga de 15 kN, na região sob flexão pura e, para a carga de 30 kN, surgiu a primeira fissura de cisalhamento.

Para a carga de 40 kN (43,2 % da carga de ruptura), estavam presentes 16 fissuras de flexão e 8 de cisalhamento, a maior fissura de flexão media 19,5 cm de altura, 65 % da al

tura da viga. A curvatura, para 50 kN, (54 % da carga de ruptura) começou a se tornar visível.

Para cargas da ordem de 66 % da carga final, os indicadores das deformações já não estabilizavam quando a carga permanecia estável, senão após algum tempo.

Com a carga em 79 kN a viga apresentava-se totalmente fissurada, com distâncias entre as fissuras de, no máximo 10 cm.

Para o nível de 85 kN, (91,9 % da carga de ruptura), surgiu uma fissura longitudinal na parte superior da viga e as fissuras verticais nesta fase não superavam a altura de 20 cm, 66,7 % da altura, isto é, praticamente ficavam constantes.

A segunda fissura longitudinal, surgiu para a carga de 90 kN que corresponde a 97,3 % da carga de ruptura.

Estas fissuras longitudinais foram o prenúncio do esmagamento do concreto.

Para a carga de 92,5 kN, houve a ruptura total da viga, com o concreto sendo esmagado no mesmo ponto das vigas anteriores. As deformações, como nos casos anteriores, apresentaram taxas vertiginosas de aumentos, com os indicadores esgotando seus cursos em menos de 2 minutos.

Flechas

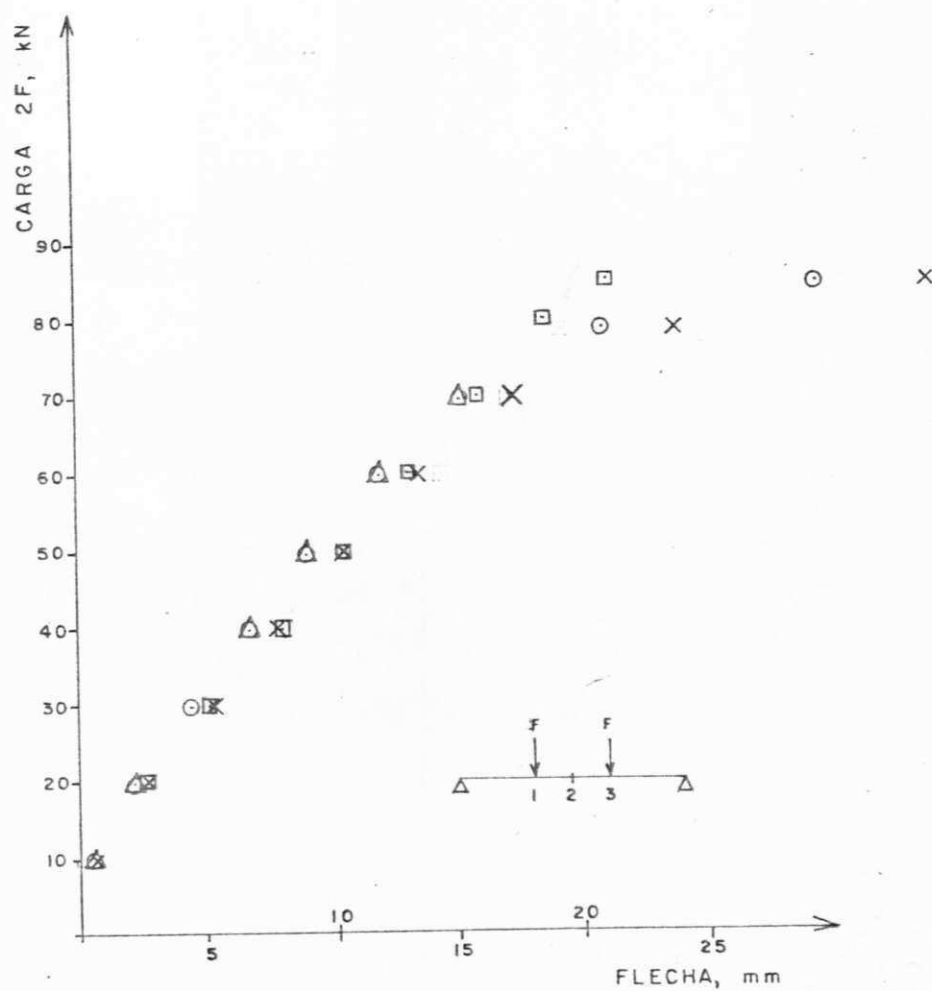
O comportamento da viga moldada com o concreto convencional, com relação às flechas, foi semelhante ao das vigas executadas com concreções lateríticas como agregado graúdo.

A flecha para o final de estágio I, obtida com momento de fissuração de 6,22 kN.m em que $f_t^{28} = 2,488$ MPa, foi de 0,7 mm. A curva sofre nova inclinação e os valores seguintes até cargas da ordem de 75 % da carga de ruptura se ajustam de maneira quase que linear.

Incremento Nº	Carga 2F (kN)	Ponto					
		1		2		3	
		Leitura	Flecha	Leitura	Flecha	Leitura	Flecha
0	0	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00
1	10	053	0,53	061	0,61	054	0,54
2	20	222	2,22	257	2,57	223	2,23
3	30	449	4,49	514	5,14	449	4,49
4	40	675	6,75	774	7,74	686	6,86
5	50	900	9,00	1030	10,30	913	9,13
6	60	1178	11,78	1343	13,43	1191	11,91
7	70	1522	15,22	1730	17,30	1530	15,30
8	79	2091	20,91	2369	23,69	-	-
9	85	2926	29,26	3360	33,60	-	-
10	90	4866	48,66	5360	53,60	-	-
11		-	-	7360	73,60	-	-

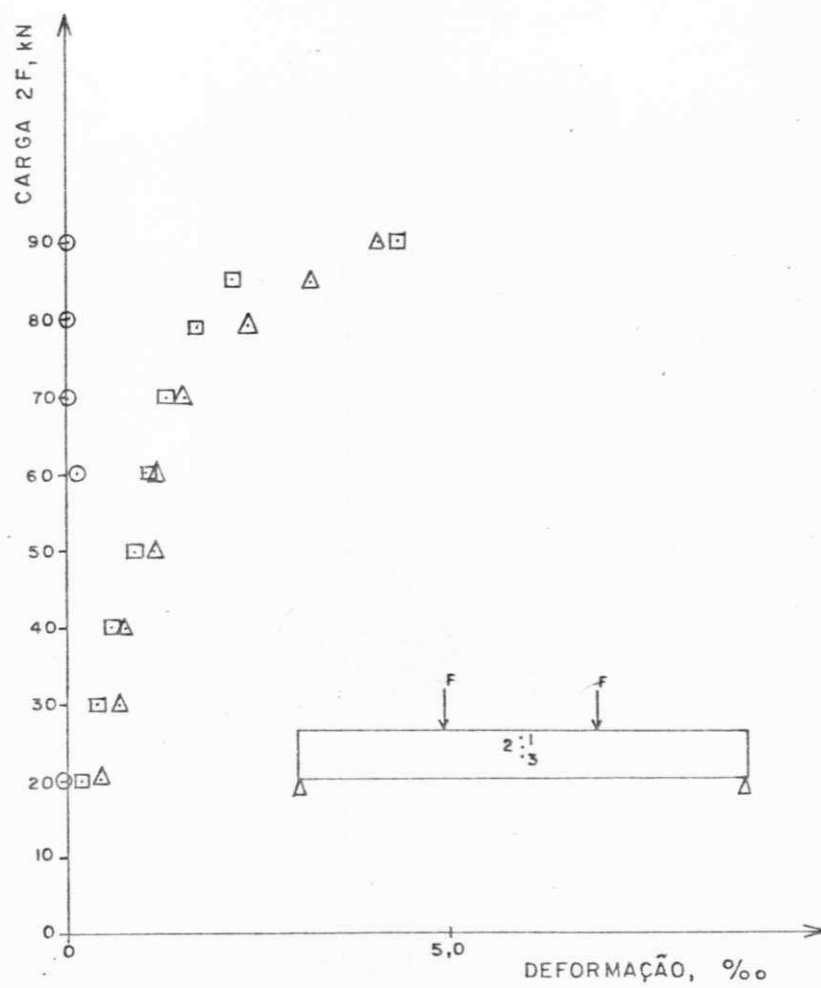
TABELA 4.20 - Cargas Flechas para a viga V_5-G

Os valores das flechas obtidas teoricamente foram pouco maiores que os valores experimentais, até cargas da ordem de 54 % da carga de ruptura, com diferenças da ordem de 0,2mm.



CONVENÇÃO: ○ 1
 × 2
 △ 3
 □ 2 VALORES TEÓRICOS

Figura 4.13 - Diagrama carga-flecha.
 Viga V₅ - G.



CONVENÇÃO: □ 1 (-)
 ○ 2
 △ 3 (+)

Figura 4.14 - Diagrama carga deformação no concreto.
 Viga V₅ - G.

Carga	Disco Número	1ª Leitura	2ª Leitura	3ª Leitura	Média	ϵ ‰
0 kN	1	1022	1028	1023	1024	0,00
	2	1035	1027	1024	1029	0,00
	3	1030	1025	1025	1027	0,00
10 kN	1	1021	1020	1029	1023	-0,02
	2	1034	1033	1042	1036	+0,14
	3	1049	1049	1030	1043	+0,32
20 kN	1	1016	1015	1011	1014	-0,20
	2	1025	1029	1022	1025	-0,08
	3	1043	1042	1055	1047	+0,40
30 kN	1	1001	0994	1019	1005	-0,42
	2	1021	1032	1036	1030	+0,02
	3	1067	1059	1051	1059	+0,64
40 kN	1	0996	0992	1001	996	-0,56
	2	1022	1040	1022	1028	-0,02
	3	1072	1052	1065	1063	+0,72
50 kN	1	0976	0982	0982	980	-0,88
	2	1025	1023	1038	1029	0,0
	3	1074	1091	1086	1084	+1,14
60 kN	1	0971	0969	0975	972	-1,04
	2	1015	1024	1022	1020	-0,18
	3	1078	1086	1085	1083	+1,12
70 kN	1	0952	0954	0960	955	-1,38
	2	1038	1030	1023	1030	+0,02
	3	1108	1101	1101	1103	+1,52

Carga	Disco Número	1 ^a Leitura	2 ^a Leitura	3 ^a Leitura	Média	ϵ %
79 kN	1	0940	0935	-	938	-1,72
	2	1032	1024	-	1028	-0,02
	3	1140	1152	-	1146	+2,38
85 kN	1	0917	0917	0915	916	-2,16
	2	1033	1024	1021	1026	-0,06
	3	1194	1195	1175	1188	+3,22
90 kN	1	0832	0794	0795	807	-4,34
	2	1026	1023	1027	1025	-0,08
	3	1236	1230	1236	1234	4,14

TABELA 4.21 - Carga-Deformação para a Viga V5-G.

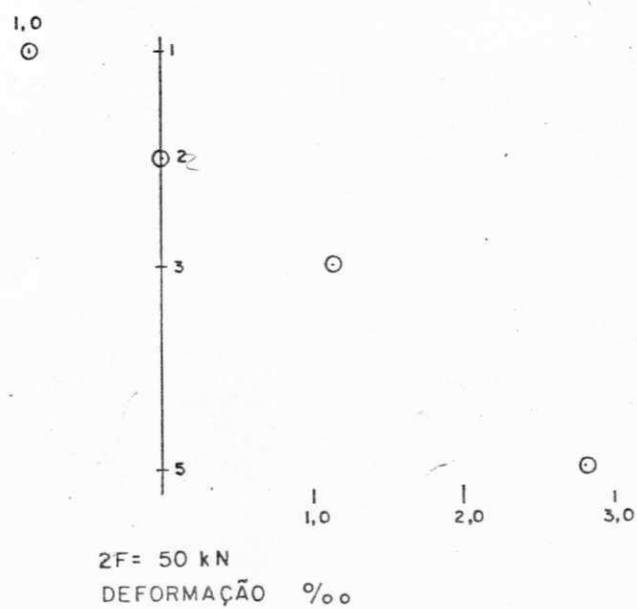


Figura 4.15 - Diagrama carga-deformação na seção.
Viga V₅ - G.

A Fig. 4.13 e a Tabela 4.20 mostram os resultados obtidos.

Deformação no Concreto

A Tabela 4.21 e a Fig. 4.14 mostram as deformações no concreto. O encurtamento máximo foi de 4,34 % para a carga de 90 kN.

A Fig. 4.15 mostra as deformações da seção. Para a carga de 50 kN observa-se quase perfeita linearidade entre os vários pontos obtidos.

Deformação na Armadura

O valor máximo da deformação da armadura foi de 9,56%, para a carga de 85 kN, aproximadamente 92 % da carga de ruptura.

Para os níveis de carga entre 10 kN e 65 kN, os valores obtidos se ajustam de maneira quase linear.

A Fig. 4.16 e a Tabela 4.22 apresentam os resultados obtidos.

Incremento Nº	Carga 2F.(kN)	Sul			Norte		
		Leitura	Δ Leit.	Δ Acum.‰	Leitura	Δ Leit.	Δ Acum.‰
0	0	5870	-	-	9270	-	-
1	10	6280	410	0,410	9350	080	0,080
2	20	6922	642	1,052	9910	560	0,640
3	30	7406	848	1,536	10293	483	1,123
4	40	7890	484	2,020	10900	507	1,630
5	50	8685	795	2,813	11393	493	2,123
6	60	9370	685	3,500	12015	622	2,745
7	70	10433	1063	4,563	12923	908	3,653
8	79	12775	2342	6,905	15255	2332	5,985
9	85	15430	2655	9,560	16857	1602	7,587
10	90	18410	2980	-	16380	-	-

TABELA 4.22 - Carga - deformação na armadura para a Viga V5-G.

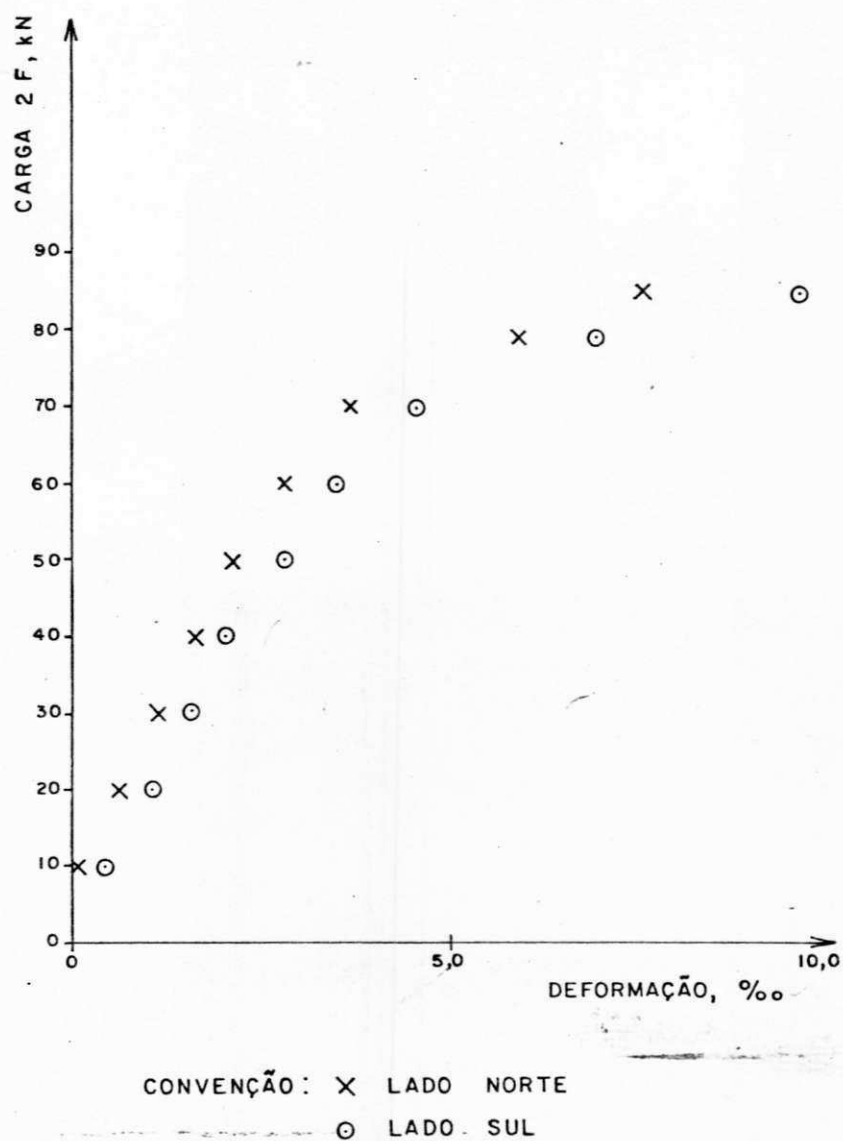


Figura 4.16-Diagrama carga-deformação na armadura.
Viga V₅ - G.

4.8.6 - Análise Comparativa das Flechas

A Fig. 4.17 mostra os valores experimentais das flechas para as cinco vigas ensaiadas.

Observa-se que o comportamento entre elas é muito semelhante. As diferenças não chegam a diferir em 5 mm, para as cargas mais próximas da ruptura entre as vigas de concreto convencional e aquelas de concreções lateríticas.

Tomando a carga de 60 kN e a viga de concreto convencional como referência, tem-se:

	V5-G	V1-SP-PB	V2-SP-PB	V3-MO-PA	V4-MO-PA
Flechas (mm)	13,43	17,64	15,35	15,02	15,71
%	-	31,3	14,3	11,8	17,0
Média	-	22,8		14,4	

A análise dos resultados, mostra que o material de Mosqueiro-PA, apresentou melhores resultados médios que as de Sapê-PB; a diferença entre as duas vigas com concreções de Sapê-PB; em termos de flechas, pode ter-se originado no fato de que as idades de ruptura da V1-SP-PB e V2-SP-PB foram, de 28 e 82 dias respectivamente.

Na Fig. 4.17 que mostra os valores comparativos, pode-se ver que o limite imposto pela NB-1 (que estabelece a flecha em $l/300$ do vão) implica em carga da ordem de 40 kN para as vigas com concreções lateríticas e 50 kN para a viga de con

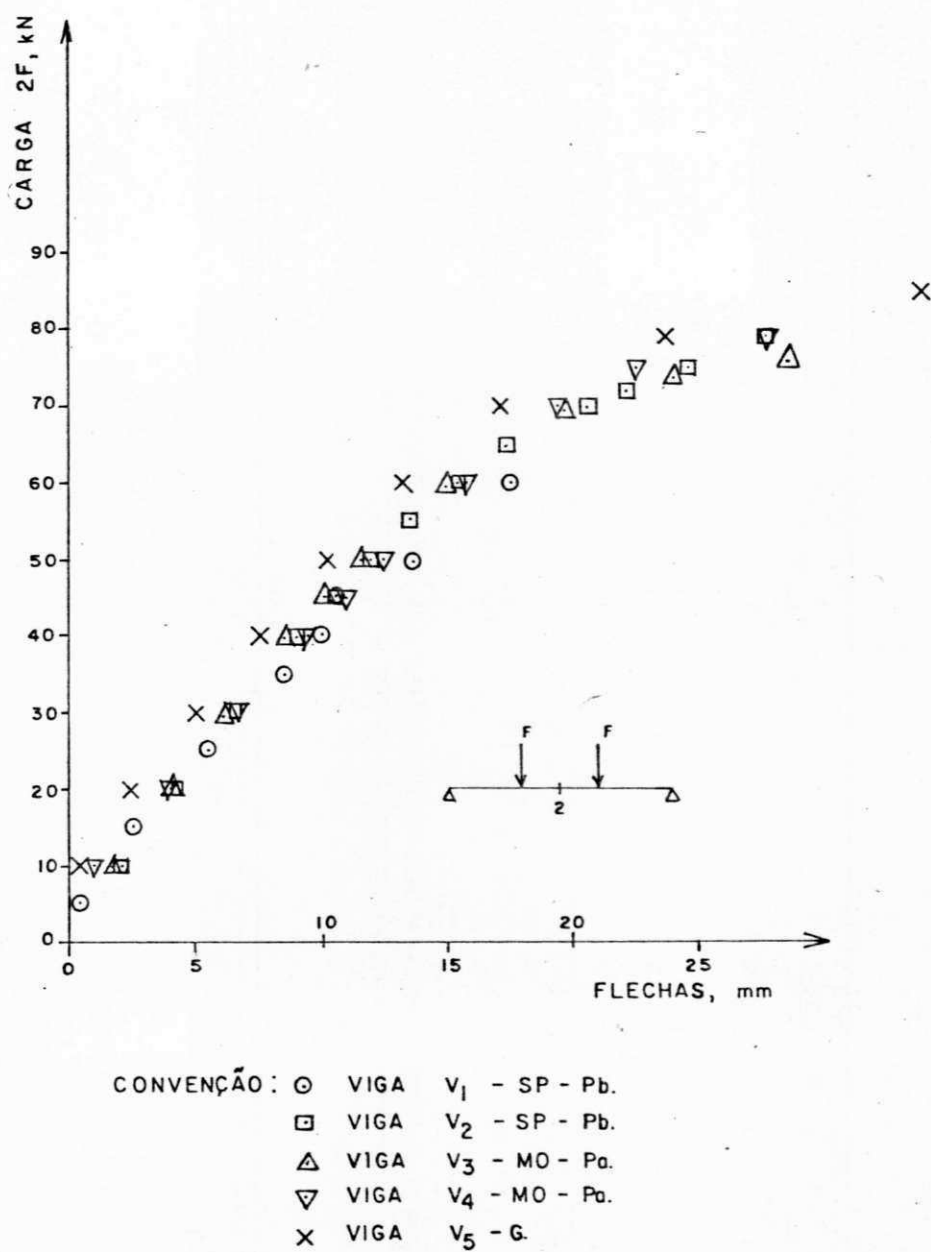


Figura 4.17- Diagrama carga-flechas comparativo para as cinco vigas no ponto médio.

creto convencional.

Observa-se que existe aproximadamente coeficiente de segurança 2 entre esta carga que limita as flechas e a carga de ruptura das vigas com concreções lateríticas. Este é um fator de grande importância na utilização prática das concreções lateríticas em vigas de concreto armado.

A análise dos valores teóricos e experimentais das flechas, mostra que ao ser usado para valor do módulo de elasticidade do concreto laterítico $1250 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$, obtido através do aparelho de ultra-som (PUNDIT), as diferenças nas flechas não foram superiores a 3,71 mm para níveis de carga da ordem de 70 % da carga de ruptura. Esta aproximação entre valores teóricos e experimentais, mostra que o valor 1250 kN/cm^2 atribuído ao módulo de elasticidade do concreto laterítico, é bastante representativo. Observa-se, porém, que esta influência do módulo de elasticidade do concreto, no cálculo das flechas obtidas pelas expressões teóricas do item 3.3.2.8, é maior para cargas próximas às de fissuração. Desde o instante em que foi superado o momento de fissuração da peça, e maiores cargas são aplicadas, a primeira parcela da expressão que fornece os valores das flechas no estado fissurado, permanece constante, enquanto que a segunda parcela é aumentada. E, nesta, a influência do módulo de elasticidade do concreto, não possui a relevância da primeira parcela.

Por exemplo, para a viga V3-MO-Pa solicitada por um momento fletor de 10 kN.m , que corresponde à carga total so-

2F(kN)	V1-SP-PB		V2-SP-PB		V3-MO-Pa		V4-Mo-Pa		V5 - G	
	Flechas (mm)		Flechas (mm)		Flechas (mm)		Flechas (mm)		Flechas (mm)	
	Teor	Exp.	Teor	Exp.	Teor	Exp.	Teor	Exp.	Teor	Exp.
0,00	0,0	-	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00
*9,10	-	-	1,55	-	-	-	-	-	-	-
*9,54	-	-	-	-	1,63	-	-	-	-	-
*9,60	1,64	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,00	1,77	1,41	1,86	2,04	1,78	1,84	1,70	1,16	-	0,61
*10,97	-	-	-	-	-	-	1,87	-	-	-
*12,44	-	-	-	-	-	-	-	-	0,70	-
20,00	5,16	4,10	5,25	4,24	5,17	3,99	4,93	3,97	2,68	2,57
30,00	8,55	6,89	8,64	6,57	8,56	6,16	8,32	6,65	5,30	5,14
40,00	11,94	9,98	12,03	9,07	11,96	8,65	11,71	9,50	7,92	7,74
50,00	15,33	13,74	15,42	11,91	15,33	11,67	15,11	12,39	10,54	10,30
60,00	18,73	17,64	18,81	15,35	18,73	15,02	18,50	15,71	13,16	13,43
70,00	-	-	22,21	20,67	22,12	19,78	21,89	19,46	15,78	17,30
76,00	-	-	-	-	-	28,54	-	-	-	-
78,50	-	-	-	-	-	-	-	27,62	-	-
79,00	-	-	-	27,66	-	-	-	-	-	23,69
80,00	-	-	25,59	-	25,52	-	25,27	-	18,41	-
90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	53,60

Obs.: - Os valores assinalados com asteriscos, indicam as cargas teóricas correspondentes aos momentos de fissuração das vigas.

- Para Módulo de Elasticidade do concreto laterítico e convencional foram usados $1250 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ e $3800 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$, respectivamente.

TABELA 4.23 - Valores Comparativos das Flechas Teóricas e Experimentais para as Cinco Vigas.

bre a viga de 20 kN, a contribuição da primeira parcela da expressão da flecha para o estado fissurado é de 31,5 %. Já para o momento fletor igual a 35 kN.m esta contribuição é de apenas 7,4 %. Isto vem justificar, o motivo pelo qual, embora o módulo de elasticidade do concreto laterítico seja da ordem de 33% do concreto convencional, as flechas obtidas para as vigas de concreto laterítico foram apenas pouco superiores as da viga de concreto convencional.

4.8.7 - Análise Geral dos Ensaios das Vigas

De maneira geral, pode-se dizer que o comportamento das vigas de concreto em que se usaram concreções lateríticas como agregado graúdo, foi semelhante ao da viga de concreto convencional. Inicialmente, surgiram as primeiras fissuras na região de flexão pura logo após a carga de fissuração. Em seguida, surgiram simultaneamente outras fissuras de flexão na região externa às cargas. Estas fissuras se inclinavam à medida em que as cargas eram aumentadas.

O desenvolvimento deste processo de fissuração, deu-se de maneira contínua, com regularidade nos espaçamentos entre elas. Isto é um indicativo da boa aderência existente entre o concreto em estudo e a armadura de flexão.

A ruptura das vigas foi proveniente do esmagamento do concreto na zona de flexão pura.

A Tabela 4.24, apresenta a idade com que as vigas foram ensaiadas, a resistência à compressão simples f_{cj} e, a

resistência à tração f_{tj} , obtida por compressão diametral, dos corpos de prova de concreto na data dos ensaios. Mostra, ainda, a carga de ruptura das vigas, $2 F_{rup}$, que é aquela que faz com que seja atingido o limite de utilização da peça; e a carga última, $2 F_{ut}$, como sendo aquela que limita as flechas em $l/300$ do vão, que para as vigas pesquisadas, foi tomada como sendo 1 cm na seção média.

Viga	idade dias	f_{cj} MPa	f_{tj} MPa	$2 F_{rup}$ kN	$2 F_{ut}$ kN	F_{rup}/F_{ut}
V1-SP-PB	28	15,5	1,9	*	40	-
V2-SP-PB	89	23,4	-	79	43,2	1,83
V3-MP-PA	48	18,8	1,9	84,5	44,4	1,90
V4-MO-PA	49	18,9	2,2	82,5	41,7	1,98
V5-G	56	30,3	2,6	92,5	48,8	1,90

(*) Não chegou à ruptura devido ao deslocamento do macaco para $2 F = 70$ kN

TABELA 4.24 - Valores comparativos das cargas de ruptura e cargas última das vigas ensaiadas.

Observa-se que a relação F_{rup}/F_{ut} , é aproximadamente constante. Tomando-se a média aritmética dos valores obtidos para as vigas de concreto laterítico, obtém-se, para F_{rup}/F_{ut} , o valor 1,9, idêntico ao da viga de concreto convencional. Isto vem confirmar a afirmação anteriormente feita, relativa ao coeficiente de segurança da ordem de 2, entre a carga que limita as flechas e a carga de ruptura.

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES

A análise dos resultados obtidos na presente pesquisa permitiu concluir que:

1. Com relação às características químicas, físicas e mineralógicas das concreções

- Os elementos químicos presentes nas concreções as caracterizam como sendo lateríticas com considerado teor de sesquióxidos
- a análise mineralógica, revelou qualitativamente que as concreções estudadas, são compostas de quartzo, geotita, hamatita e, tendo caulinita como único argilomíneral.
- as concreções MO-PA apresentaram desgaste, esmagamento e absorção em faixa superior ao limite das normas estabelecidos para materiais convencionais. Enquanto que as concreções SP-PB, não atenderam aos limites de esmagamento e absorção.

2. Com relação ao comportamento das concreções em vigas estruturais.

- existe compatibilidade entre a resistência à tração e

a resistência à compressão do concreto laterítico comparado com o concreto convencional, com diferença máxima de 4,0 %.

- a resistência à compressão simples do concreto laterítico variou de 50 % à 55 % do valor (31 MPa) da resistência à compressão simples do concreto convencional.
- as vigas estruturais lateríticas tiveram comportamento em termos de resistência, semelhante ao da viga de concreto convencional, propiciando coeficiente de segurança da ordem de 2, para as flechas, entre o estado limite de ruptura e o estado limite de utilização.

Os resultados permitiram, ainda, concluir sobre alguns pontos característicos do aspecto prático de laboratório:

- o módulo de elasticidade, E , para o concreto laterítico, variou de 45 % a 62 % aproximadamente, quando obtido através de ultrassom (PUNDIT) em relação aos valores obtidos através das expressões da Norma Brasileira (NB-1) e do Comitê Euro-International du Béton (CEB). Seu valor foi tomado como sendo $1250 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$, obtido por ultrassom.
- os ensaios experimentais das vigas mostraram que aquelas moldadas com o concreto laterítico, apresentaram um comportamento semelhante ao da viga de concreto convencional, com relação à evolução de fissuras, flechas, deformações e rupturas.

- não houve problemas de aderência entre a armadura e o concreto laterítico.
- nas vigas de concreto laterítico, onde foram feitos re ensaios, foi observado comportamento próximo ao elástico.

Como conclusão geral, pode-se afirmar que as concreções lateríticas, podem ser consideradas como material alternativo na substituição da brita de rocha granítica, em vigas de concreto armado isostáticas submetidas à flexão sim ples, em regiões onde haja escassez deste agregado conven cional.

CAPÍTULO VI

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Os resultados obtidos na presente pesquisa mostraram-se ainda limitados. Por isso sugere-se, para melhor compreensão do comportamento das concreções lateríticas, as seguintes pesquisas futuras:

- 1) Estudo da resistência e Módulo de Elasticidade do concreto laterítico para diversos fatores A/C e caracterização do diagrama tensão-deformação.
- 2) Estudo da resistência ao cisalhamento das vigas de concreto armado laterítico.
- 3) Estudo da resistência de peças de concreto armado laterítico, solicitadas por esforços normais de compressão ou tração.
- 4) Estudo da resistência das peças de concreto armado laterítico, solicitadas à torção.
- 5) Estudo da retração e deformação lenta de peças de concreto armado laterítico.
- 6) Utilização de modelos analíticos para Estruturas de Concreto Armado Laterítico (Perazzo Barbosa, N. Tese Doc. Ing. - 1983, Paris).
- 7) Ampliar o estudo para outras jazidas de concreções lateríticas do Brasil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT., Associação Brasileira de Normas Técnicas, Métodos e Instruções de Ensaaios, 1974.

ADEPEGBA. D., A Comparative Study of Normal Concrete with Concrete Which Contained Laterite instead of Sand, Vol. 10, pp. 135-141. Pergamon Press, 1975. Printed in Great Britain.

_____. , Structural Strength of Short, Axially Loaded Columns of Reinforced, Laterized Concrete, Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, vol. 5, No.2, March 1977, pp.134-140.

_____. , The Effect of Water Content on the Compressive Strength of Laterized Concrete, "Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, vol. 3, No.6, Nov. 1975, pp 449-453.

B.S., (British Standard), 1377 - 1975.

BALOGUN, L.A., and D. ADEPEGBA, Effect of varying sand content in laterized concrete, The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, vol. 4, Number 4 - 1982, pp 235-240.

CEB-FIP (Comité Euro-International du Béton - Federation Internationale de la Précontrainte), Recommandations Internationales pour le calcul et L'exécution des ouvrages en Béton, Londres, Cement and Concrete Association, Seconde édition, 65-66, Juin 1970.

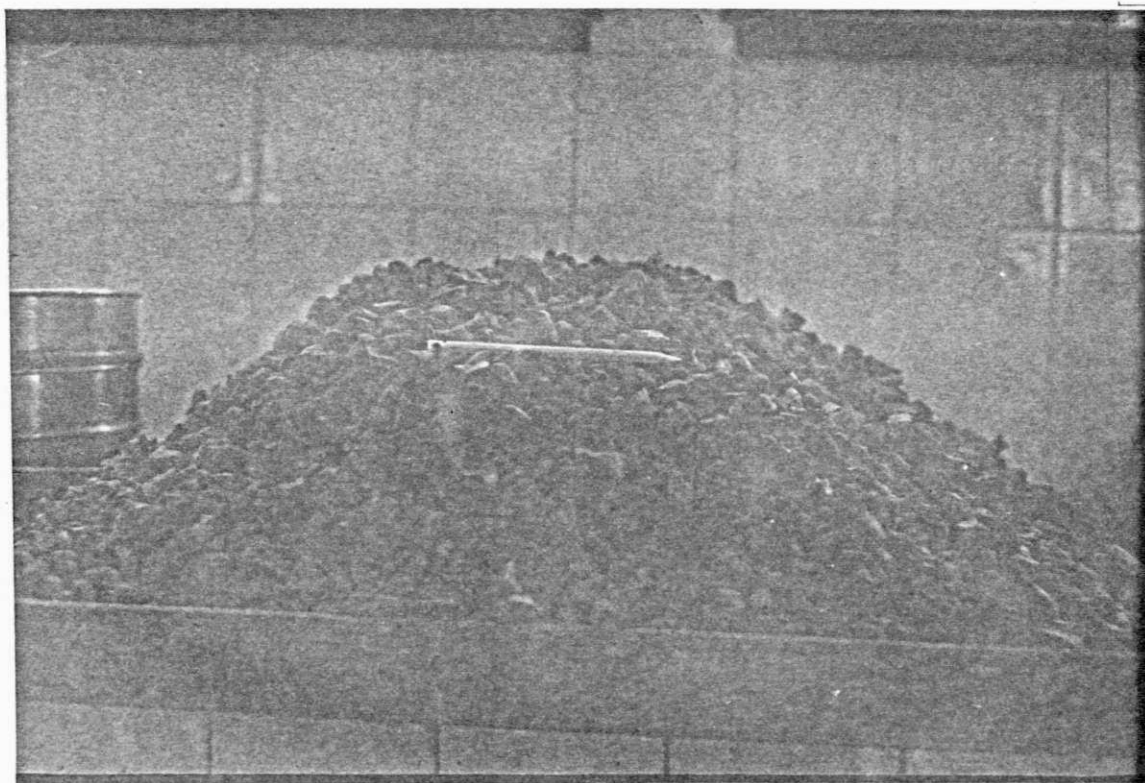
- DNER, (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem), Métodos e Instruções de Ensaaios.
- GOMES, A.C.S. & PINTO, A.C.F., Algumas considerações sobre a possibilidade de utilização da laterita no Maranhão como agregado na composição dos concretos - U.S.P.
- IPR., (Instituto de Pesquisas Rodoviárias), 1982.
- KROURI, M.E., Resistência à Flexão de vigas de concreto leve armados com aço CA-50B, Tese M.Sc. COPPE-U.F.RJ - Rio de Janeiro, 1975.
- LUCENA, F.B., A Natureza e Propriedades de Solos Vermelhos do Estado da Paraíba, Tese M.Sc., COPPE-U.F.RJ - Rio de Janeiro, 1976.
- MADU, R.M., The performance of lateritic stones as concrete aggregates and road Chippings - Vol. 13 - nº 78 - 1980 - 43 Bordas - Dunod.
- NB-1., (Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, 1978)
- NEVILLE, A., Propriedade do Concreto, PINI, 1981, 117-122p.
- PERAZZO BARBOSA, N., Analyse non Lineaire de Structures Planes en Béton Armé par la méthode des Elements Finis, Tese Doc. Ing. - 1983 - Université Pierre et Marie CURIE-Paris.
- POMPEU NETO, B.B., Um estudo sobre as propriedades de resistência mecânica do Concreto Laterítico, Tese M.Sc, UFPB, 1976.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J.B., Lateritic Aggregate used to fabricate concrete. Bulletin of the International Association

tion of Engineering Geology - nº 30 - París, 1984.

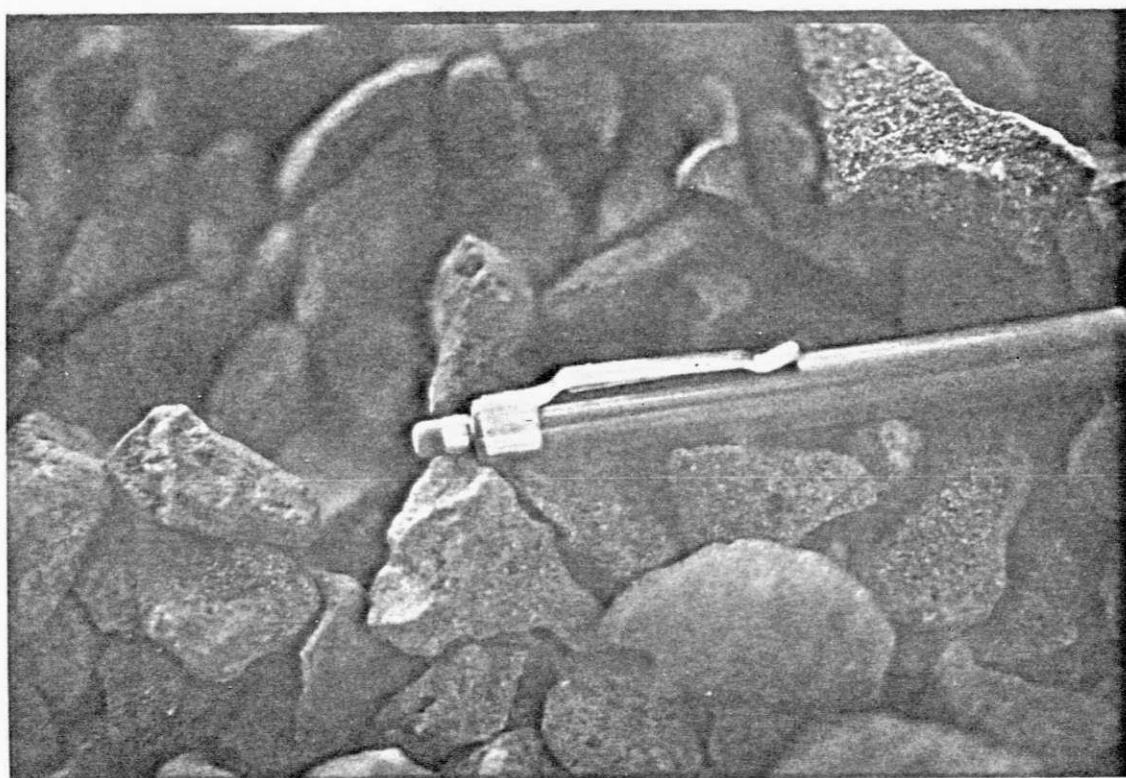
_____. , Soil Properties Affecting the Lime Stabilization of Red Tropical Soils from north East Brazil, Ph.D. Thesis, Depart. Civil Eng. University Leeds, England, march 1979.

SOUTO, J.F., Estudo sobre características de Concreto late-
rítico: propriedades e metodologia, Tese M.Sc, UFPB, 1980,
a publicar.

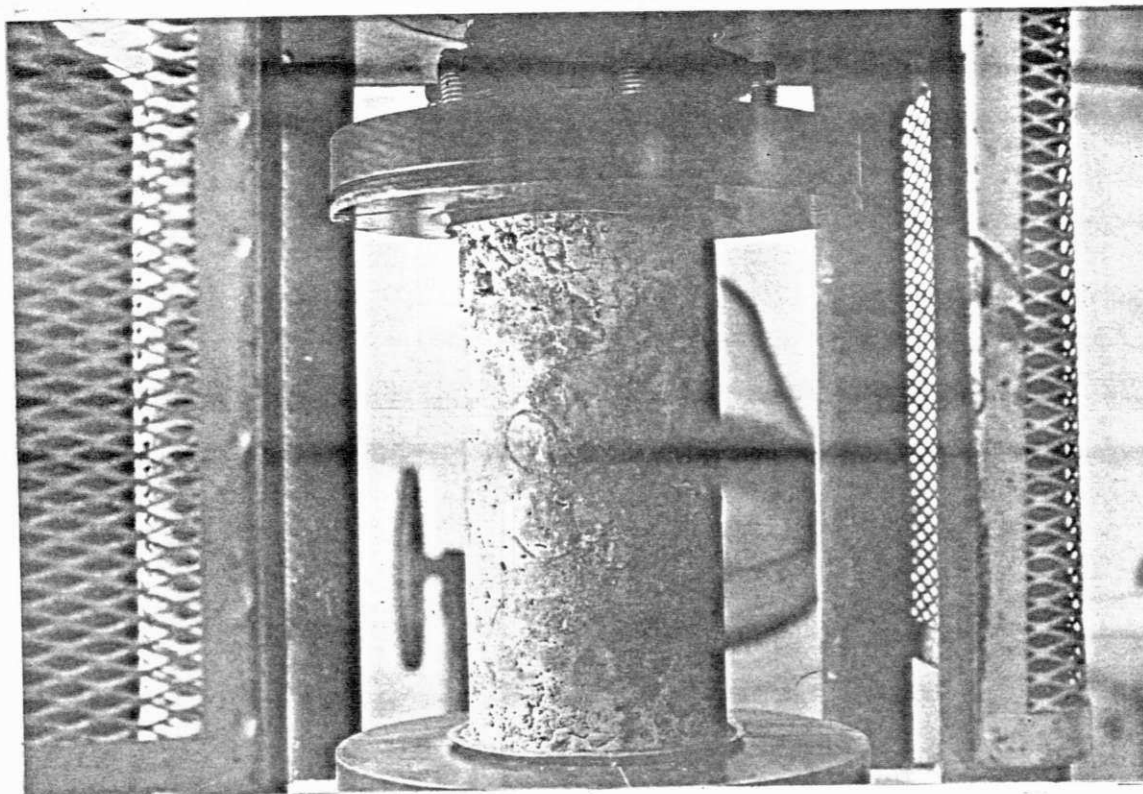
SUDENE, Métodos Complexamétricos da MERCK.



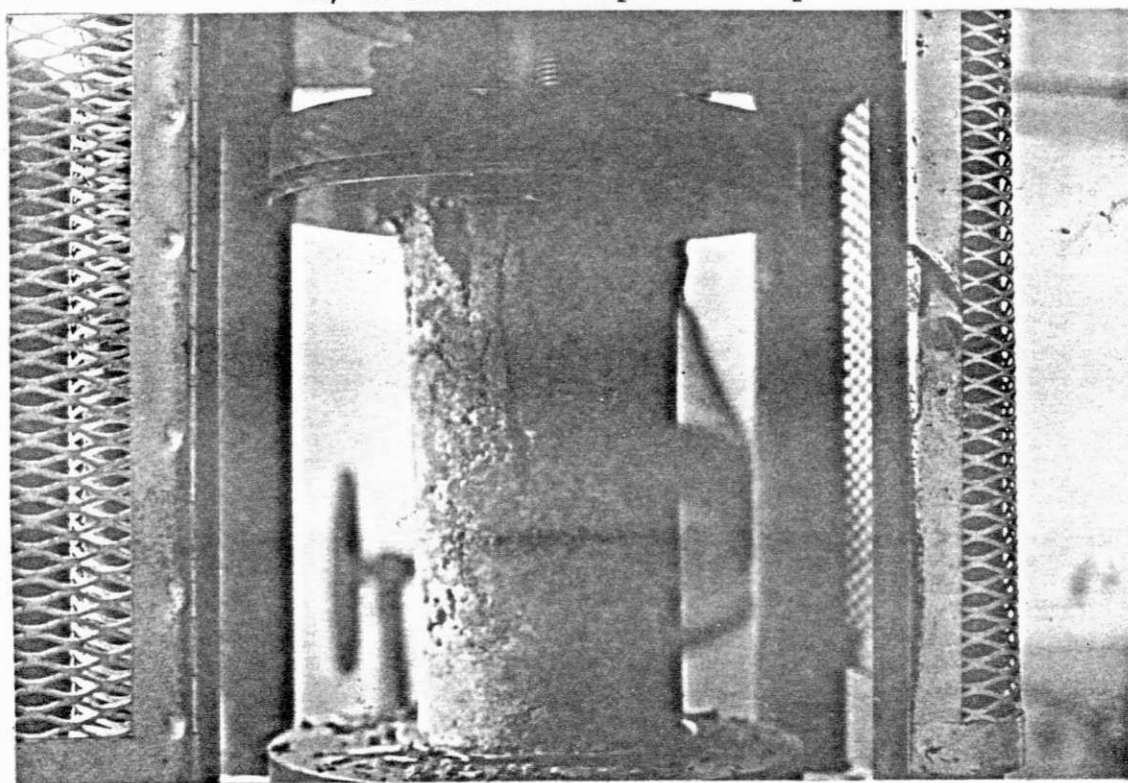
FOTOGRAFIA 1 - Concreções lateríticas da jazida sapê-PB.



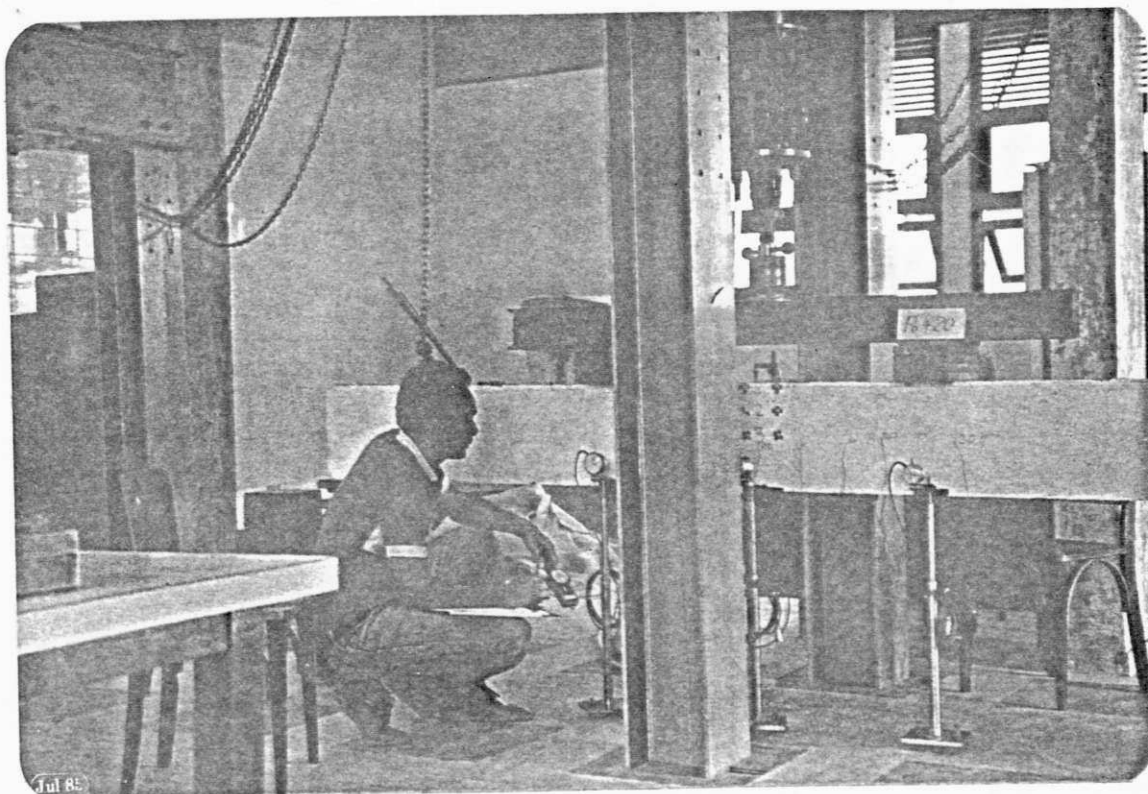
FOTOGRAFIA 2 - Concreções lateríticas da jazida mosqueiro-PA.



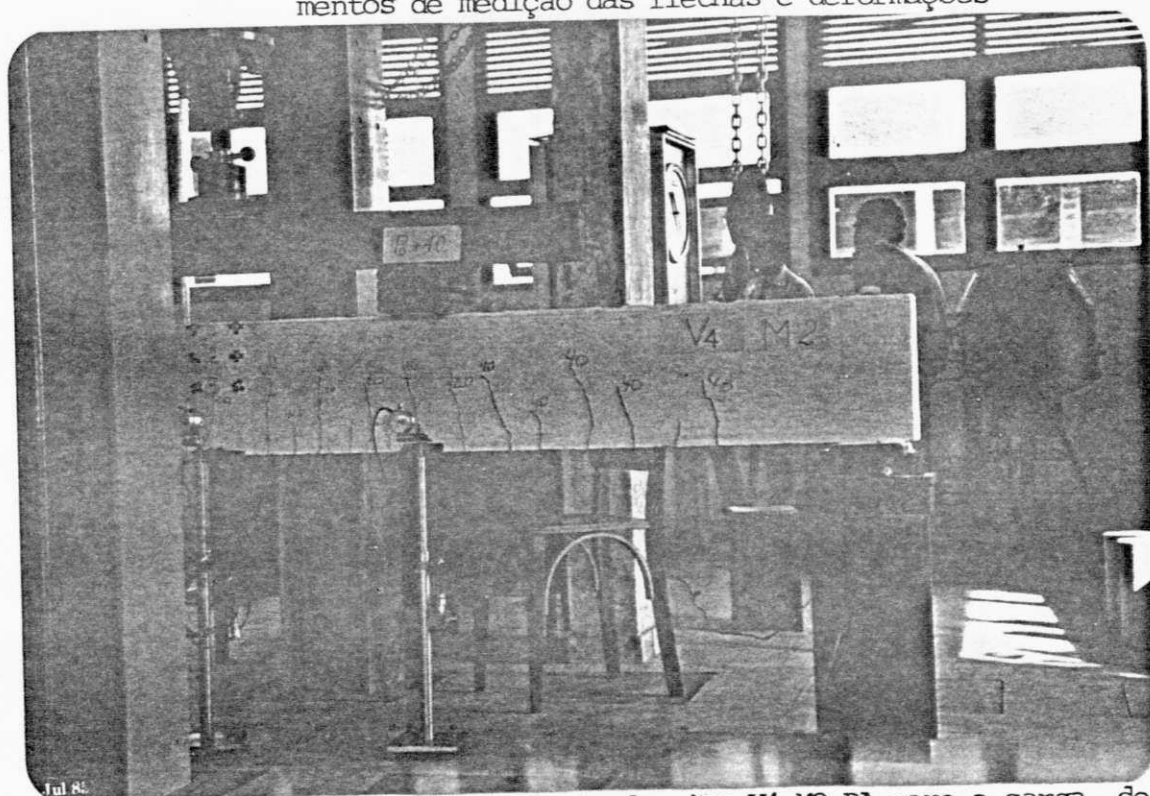
FOTOGRAFIA 3 - Corpo de prova de concreto laterítico antes da ruptura, no ensaio de compressão simples.



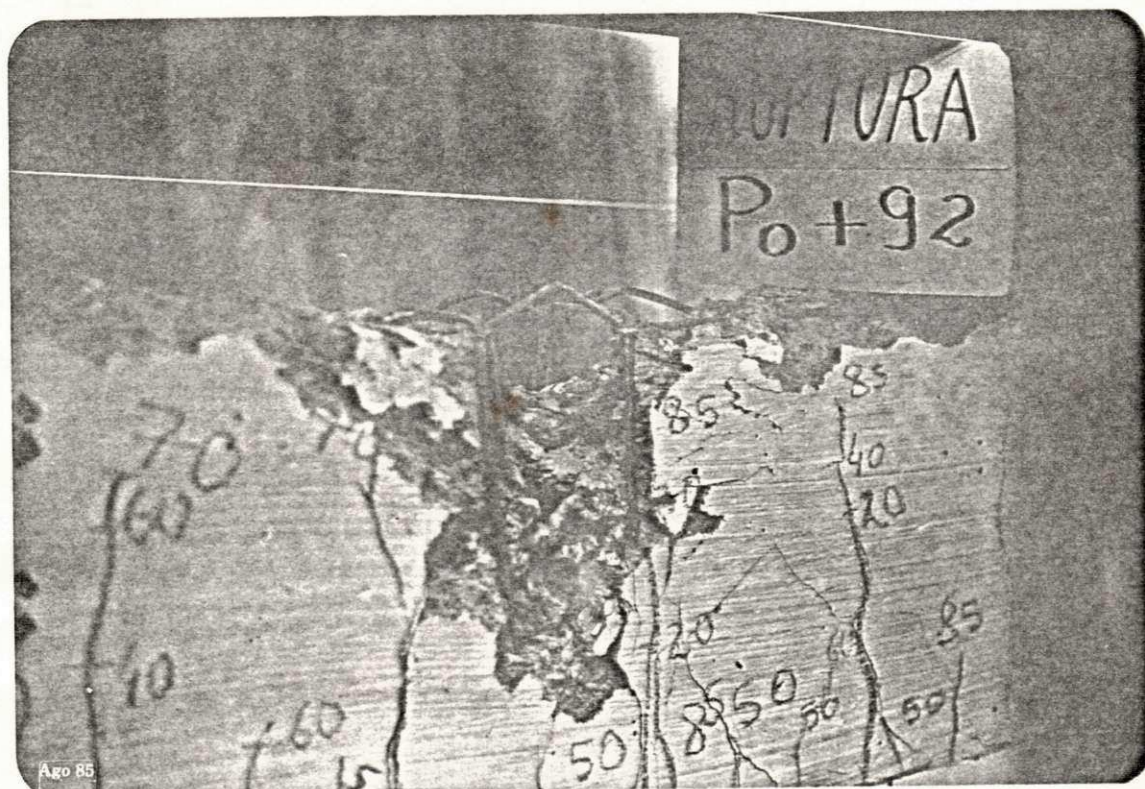
FOTOGRAFIA 4 - Corpo de prova de concreto laterítico após a ruptura, no ensaio de compressão simples.



FOTOGRAFIA 5 - Vista geral do esquema de aplicação de cargas, instrumentos de medição das flechas e deformações



FOTOGRAFIA 6 - Instante do ensaio da viga V4-MO-PA para a carga de 40 kN.



FOTOGRAFIA 7 - Instante da ruptura da viga G-1, com indicação das cargas e evolução das fissuras.