

## 5 CONCRETO LATERÍTICO E CONCRETO CALCÁRIO

Milton Bezerra das Chagas Filho  
Normando Perazzo Barbosa

### *I - Introdução*

O problema habitacional, é uma realidade social de conseqüências graves para a população pobre dos países subdesenvolvidos ou em vias de desenvolvimento do mundo moderno. A falta de moradia para as populações de baixa renda, causa transtornos sociais que ao interagir com outras causas, manifesta nas faces das cidades de médio e grande porte, um retrato deprimente de desolação, de uma triste realidade social e da falta de fraternidade humana.

O custo médio do metro quadrado de construção está em torno de trezentos e vinte reais. O salário mínimo do trabalhador brasileiro atualmente é de cento e vinte reais. É evidente que o quadro atual do déficit habitacional brasileiro em torno de dez milhões de moradias, deve permanecer por algum tempo caso não haja um plano político habitacional eficaz dirigido para reversão do mesmo.

Urge portanto a necessidade de utilização de novos materiais de construção, ditos alternativos, para tentar baratear o custo das edificações.

O trabalho aqui apresentado mostra a viabilidade de utilização das concreções lateríticas e do agregado calcário, em substituição a brita de rocha granítica na fabricação de peças de concreto armado, em Regiões onde haja escassez deste agregado convencional e abundância das concreções lateríticas e pedras calcárias.

A ênfase do trabalho é dirigida para o estudo comparativo do comportamento estrutural, do ensaio em laboratório, de modelos de vigas e lajes de concreto armado laterítico e calcário com peças idênticas de concreto convencional.

### *II - Definição*

Concreto Armado Laterítico e Calcário, aqui, são entendidos como concreto em que se usa concreções lateríticas e rocha calcária em substituição respectivamente, ao agregado graúdo de brita de rocha granítica convencional na fabricação de concreto.

### *III - Rochas - Origem e Formação*

Sabemos pela geologia que as rochas quanto a sua origem classificam-se em eruptivas, sedimentares e metamórficas.

As rochas eruptivas, ígneas ou vulcânicas procedem do magma fundido e fechado pela ação da crosta terrestre. O efeito da composição do magma e velocidade de esfriamento faz com que se produzam diferentes condições de cristalização e portanto diversos tipos de rochas. Estas podem ser divididas em rochas intrusivas e rochas filonianas e efusivas.

### ***Rochas intrusivas***

Se o resfriamento é lento, a grandes profundidades e com elevadas pressões ocorre a cristalização completa dos minerais existentes. Surgem então as rochas: Granitos, Siemita e Diorita. Para nosso objetivo as rochas graníticas são de interesse. São compostas por cristais finos ou grossos de quartzo, feldspato potássico e mica.

### ***Rochas filonianas e efusivas***

São formadas por esfriamento rápido por erupções vulcânicas, ou com duas fases, existindo então alguns cristais provenientes de solidificação lenta e prévia. São exemplos: Pórfidos - Diabásio e Basalto.

### ***Rochas Sedimentares***

Tem origem nos sedimentos que se tem consolidado ao longo do tempo. Ao processo de transformação de sedimentos soltos em rochas compactas denomina-se diagenesis. Segundo sua origem estas classificam-se em detríticas de precipitação química e de origem orgânica. As detríticas são formadas a partir dos produtos de desintegração de rochas mais antigas. Os Folhelhos, Arenitos e Calcários são exemplos deste tipos de rocha.

### ***Rochas metamórficas***

São aquelas rochas que por movimentos tectônicos tem passado para grandes profundidades, ficando ali submetidas a elevadas pressões e temperaturas, ou foram postas simultaneamente em contato com magmas fundidos ou fluidos hidrotermais. Gnaisse e mármore são exemplos de rochas metamórficas.

Estima-se que, em volume, na superfície da crosta terrestre 95% são de rochas ígneas e 5% de rochas sedimentares. Estas, entretanto, cobrem 70% da superfície terrestre. A freqüência dos vários tipos de rochas sedimentares segundo (A. S. Bjornberg, "et alii", 1979) em ordem decrescente é: Folhelho 58%, Arenito 22% e Calcário 20%.

### ***III.1- Etimologia e Importância do Estudo***

O termo laterita provém do Latim e significa tijolo. Solos lateríticos são materiais ricos em óxidos secundários de ferro e alumínio ou ambos. Este material é encontrado na faixa de clima tropical do planeta. A América do Sul, África e Norte da Ásia possui grandes extensões destes solos. O Brasil possui grandes reservas na Região Norte e Nordeste. Até o presente momento a utilização destes solos lateríticos, principalmente no que diz respeito ao uso das concreções lateríticas é limitado devido a falta de conhecimentos científicos obtidos.

O termo calcário também provém do latim, “Calcarius”, significa o que contém cal. É uma rocha sedimentar cuja composição mineralógica, constitui-se basicamente por calcita e/ou aragonita e dolomita, tendo como elementos acessórios várias espécies minerais, onde se incluem: silicatos, carbonatos, fluoretos, sulfatos, matéria orgânica, óxidos e outros elementos.

A ausência da brita de rocha granítica em determinadas regiões onera muito o custo das construções devido a distância de transporte. Na Região Norte do Brasil estas distâncias chegam a ser de 700 km. Por vezes, esta substituição de agregado graúdo é feita com o seixo rolado retirado do leito dos rios com grande dificuldade através de meios precários e até com sacrifício de vidas humanas.

Como se sabe o Brasil possui uma grande tecnologia e experiência na fabricação de concreto. O conhecimento do uso das concreções lateríticas em concreto armado passa a ser, portanto, uma alternativa de enorme aplicação prática em regiões onde haja escassez de brita de rocha granítica e abundância daquele material. A Figura 5.1 mostra a região de ocorrência de solos lateríticos no globo terrestre.

Os resultados aqui apresentados com Concreto Laterítico Armado representam os primeiros ensaios realizados no Brasil.

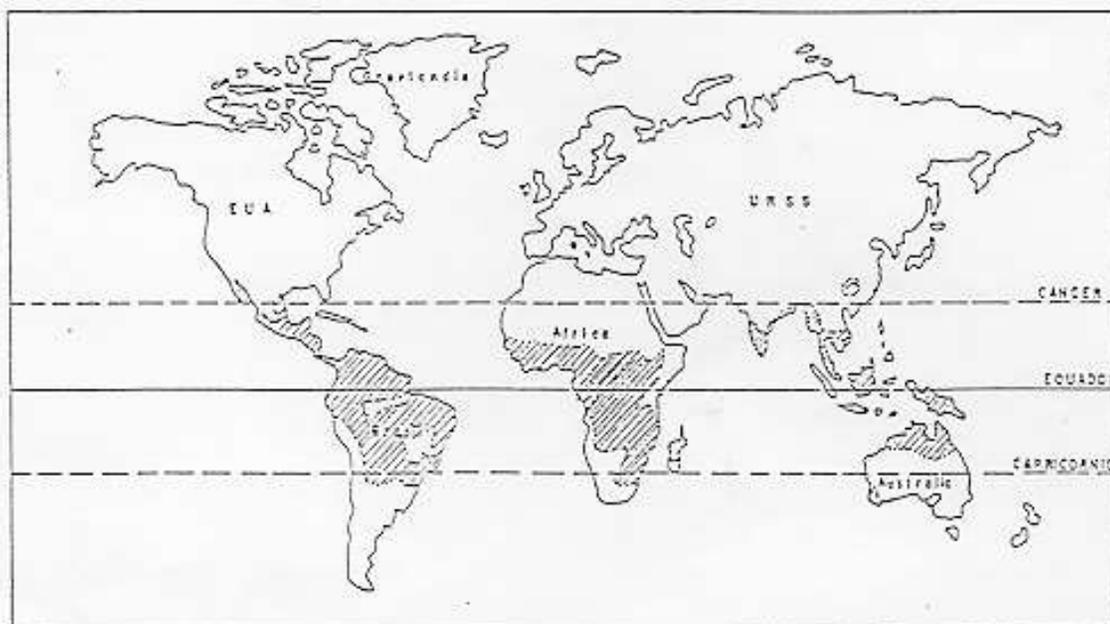


Figura 5.1 - Mapa Mundial mostrando a região de ocorrência de solos lateríticos.

## **III.2 - Agregados Graúdos Alternativos**

### **III.2.1- Concreções lateríticas - Origem e Formação**

Os solos lateríticos são típicos de Regiões tropicais e subtropicais da Terra, Figura 5.1. São resultado dos processos de transformação ocorridas nas rochas pelo intemperismo físico e químico. Chuvas abundantes e períodos de estiagem regulares, aceleram os processos de intemperismos desintegrando as rochas mais rapidamente. O ciclo de molhagem e secagem através da hidrólise, faz com que os silicatos das rochas

sejam atacados surgindo a formação de novos compostos como bases ( $K^+$ ,  $Ca^{2+}$ ,  $Na^{2+}$ ,  $Mg^{2+}$  e  $Si^{4+}$ ), ferro, alumínio e silício, entre outros. Se existe uma boa drenagem as bases são carregadas pelas águas das chuvas, havendo concentração de compostos de ferro, alumínio e silício que são mais resistentes ao carreamento, formando um complexo de óxidos e hidróxidos de ferro, alumínio e silício como elementos predominantes.

A este complexo denomina-se ferralítico ou complexo de meteorização ferralítico. O encouçamento, que é um processo de formação das concreções, é feito quando o ferro passa do estado ferroso ( $Fe^{2+}$ ) para o estado férrico ( $Fe^{3+}$ ) pela irrigação e precipitação, que com a continuada desidratação dos géis dão origem a hematita ( $Fe_2O_3$ ), a menos que sejam criadas condições que favoreçam a redução.

Na precipitação do óxido de ferro hidratado, podem ser incorporados outras partículas de solos, que cimentadas formam estruturas granulares cristalizadas e porosas a medida que o processo de desidratação continua. Quando ocorre a precipitação ao redor do núcleo, a forma produzida é o pisólito, que é um elemento concrecionado em blocos soltos ou módulos, semelhantes aos seixos rolados com formas alongadas ou arredondadas.

Quando o encouçamento - formação de concreções - ocorre no complexo ferralítico, é conhecido como acumulação relativa de sesquióxidos e quando fora deste, acumulação absoluta de sesquióxidos. Estas variações levam a diferentes propriedades características das concreções a exemplo de dureza variável, estrutura bem cimentada com poucos vazios ou aqueles pouco cimentados com porosidade. Com intemperismo atuando continuamente e ciclicamente, segundo leis da natureza, as concreções podem desagregar-se formando os cascalhos lateríticos, que por sua vez, podem agregar-se ou não para formar novos conglomerados.

O termo concreção laterítica aqui designa o material retido na peneira 4,8 mm. As concreções lateríticas, regra geral possuem coloração avermelhada com manchas escuras devido a presença da hematita, que na análise química pode representar até 40% dos elementos presentes. Os poros superficiais podem apresentar-se bastante visíveis a exemplo do material da jazida Mosqueiro no Pará (MO-PA) ou menos visíveis tal qual os das jazidas de Sapé-PB (SP-PB) ou da jazida São Luis no Maranhão (SL-MA). Esta característica de porosidade é determinante na relação água-cimento (A/C) utilizada no concreto laterítico. A não correção da porosidade no fator A/C fará com que a água utilizada para a mistura seja absorvida pelas concreções diminuindo a resistência do concreto. As Figuras 5.2a e 5.2b - mostram concreções lateríticas das jazidas Sapé-PB e Mosqueiro-PA.



Figura 5.2a - Concreções lateríticas da jazida Sapé-PB.



Figura 5.2b - Concreções lateríticas da jazida Mosqueiro-PA.

### III.2.2-Rochas Calcárias

As rochas calcárias são compostas de cálcio geralmente proveniente de carapaças de conchas ou esqueletos de animais, como os recifes de coral. Também há aqueles provenientes de simples precipitação química.

As rochas calcárias são distinguidas por três propriedades (Petrucci, 1978).

- Calcina-se pela ação do calor, originando CO<sub>2</sub> e CaO;
- Atacados por ácidos, desprendem CO<sub>2</sub>, com efervescência;
- São facilmente riscados por canivete (dureza 3 na escala Mohr).

### IV - Ensaios de Caracterização

Alguns resultados de caracterização para concreções lateríticas e agregado calcário obtidos por diversos pesquisadores, para várias jazidas estudadas são mostrados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Propriedades dos Agregados Lateríticos e Calcário.

\* Ver Referências Bibliográficas (a), (b), (c), (d), (e), (f).

PARÂMETROS	(a) SP-PB	(a) MO-PA	(b) SL-MA	(c) SP-PB	(d) NIGÉRIA		(e) CA-PI	C
					1	2		
Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	3,14	2,59	2,82	2,67	2,79	2,62	3,04	
Massa específica aparente (g/cm <sup>3</sup> )	2,48	1,98	-	1,45	-	-	2,67	
Peso unitário (g/cm <sup>3</sup> )	1,43	1,37	-	-	-	-	1,53	
Índice de forma	0,85	0,86	-	-	-	-	0,99	
Coefficiente de vazios (%)	26,60	30,80	-	42,00	-	-	42,70	
Absorção após 6 horas (%)	9,50	9,60	4,500	3 - 7	7,2	9,2	4,50	
Resistência ao desgaste (%)	42,3	64,8	41,20	44,50	33,2	34,1	35,00	
Resistência ao esmagamento (%)	54,5	40,7	-	12,60	-	-	30,10	
SiO <sub>2</sub>	24,0	40,6	-	22,98	-	-	25,53	
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	23,1	13,0	-	26,70	-	-	15,25	
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	40,7	37,8	-	24,26	22,4	25,4	46,14	

(a) Chagas Filho, M.B., Perazzo Barbosa (1992); (b) Costa e Lucena (1987); (c) Daniel de Assis (1992); (d) Adepegba(1982); (e) Queiroz de Carvalho (1984); (f) Cardoso Costa, C.M. (1996)

Tabela 5.2 - Propriedades do agregado de brita de rocha granítica.

Massa Específica Real (g/cm <sup>3</sup> )	Massa Específica Aparente (g/cm <sup>3</sup> )	Peso Unitário (g/cm <sup>3</sup> )	Absorção após 6 horas (%)	Coefficiente de Vazios (%)	Resistência ao desgaste (%)	Resistência ao Esmagamento (%)
2,79	2,69	1,40	-	3,7	12,50	75,4
2,74	2,71	1,42	0,37	-	-	81,4

Fontes: Chagas Filho, M.B., 1986; Cardoso Costa, C.M., 1996.

Da Tabela 5.1 - Observa-se que a absorção dos agregados lateríticos não pode ser desprezada no controle de fator A/C na fabricação do concreto. Se para a brita de rocha granítica obtém-se valores de 1,3%, para aquelas tem-se uma variação de 3% a 9,6% dependendo da jazida. Para o agregado calcário tem-se uma porosidade de 6,9% para material obtido na jazida de João Pessoa-PB.

A Resistência ao desgaste (Los Angeles), das concreções lateríticas atinge valores bem superiores ao agregado de brita de rocha granítica, cujo valor obtido em ensaios foi 12,50%, Tabela 5.2.

Nas concreções lateríticas são marcantes a presença dos óxidos de silício, ferro e alumínio.

Moizinho, J. C., 1994, cita que alguns autores como (Lambe, 1960), (Maignen, 1966), (Gidigas, 1974), (Netterberg, 1975), consideram que a dureza das concreções é variável em função da concentração de ferro, do teor de umidade, grau de estabilidade e particularmente ao seu estado de compactação e que a formação de couraças porosas e de pequena dureza parece estar associada a lixiviação da caulinita, que absorve o ferro impedindo a formação da goetita cristalina causando uma descontinuidade na fase cristalina ou um mecanismo no processo de endurecimento.

Estudos microscópicos, (Alexander e Cady, 1962) e (Queiroz de Carvalho, 1983, 1991) revelaram que a composição química e mineralógica são insuficientes para explicar o grau de dureza das lateritas e que a dureza ou potencial de endurecimento parece ser questão do arranjo e da espécie dos componentes lateríticos.

Segundo (Maignen, 1966) o óxido de ferro é a base do processo de endurecimento de materiais lateríticos e seus estudos mostram que quanto maior o conteúdo de sesquióxidos, maior o endurecimento, e que comumente na mesma ocorrência de materiais lateríticos a parte mais antiga e mais desidratada é mais dura que a parte mais recente.

A Figura 5.3 mostra esta afirmação.

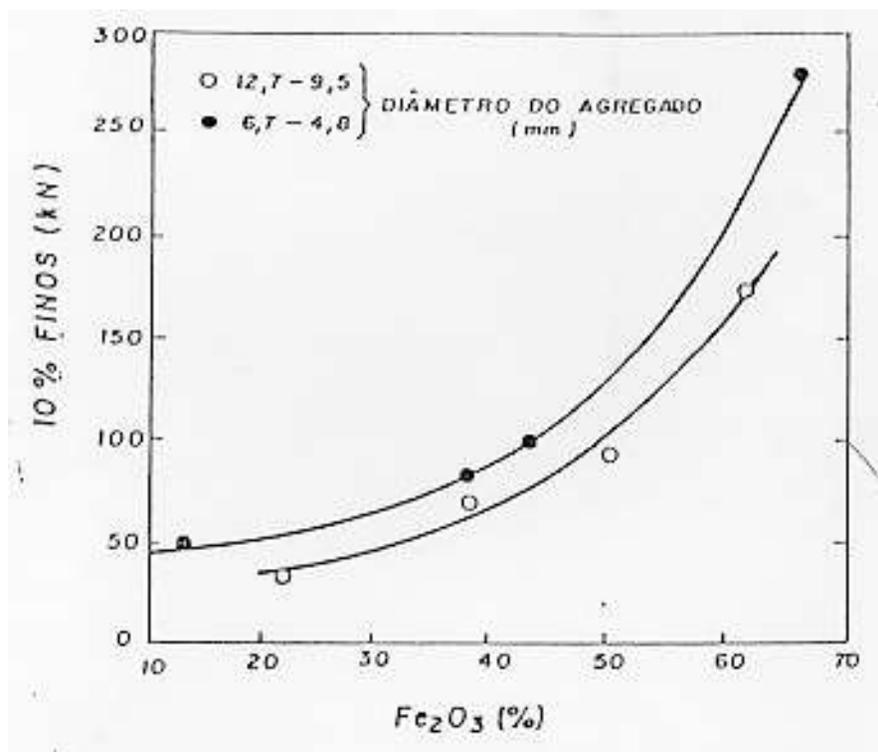


Figura 03 - Efeito do conteúdo de Óxido de Ferro na Resistência de Agregados Lateríticos. Fonte: Maignen, 1966.

#### ***- Características Mineralógicas das Concreções Lateríticas***

A análise da mineralogia por difração de raios-X, revelou qualitativamente, que as concreções estudadas para jazidas de SP-PB e MO-PA são compostas de quartzo, goetita, hematita e tendo caulinita como único argilo-mineral.

#### ***V - Resistência do Concreto***

##### ***V.1 - Resistência a compressão simples de corpos de prova de concreto $f_{cc}$***

A resistência a compressão simples  $f_{cc}$  aos 28 dias de idade é um dos parâmetros a partir dos quais se faz o dimensionamento estrutural das peças de concreto armado.

Valores de resistência à compressão simples e resistência à tração de corpos de prova de concreto laterítico e calcário foram obtidos usando-se vários métodos no tratamento do agregado graúdo. Estes tratamentos podem constar de peneiramento e/ou lavagem dos agregados durante determinados tempos. A resistência também varia com o teor de cimento. Após muitas tentativas com vários traços e diversos fatores A/C (Chagas

Filho, M.B., 1986) obteve, com 358 kgf/m<sup>3</sup> de cimento, no traço 1:2,3:2,7, resistência aos 28 dias da ordem de 19 MPa para agregados lateríticos de SP-PB e MO-PA. A Tabela 5.3 apresenta outros valores obtidos por pesquisadores com outros procedimentos.

Tabela 5.3 - Características do Concreto Laterítico para diversas jazidas.

PESQUISADOR	JAZIDA	TRAÇO	A/C	MÉTODO	f <sub>cc</sub> <sup>28</sup> (MPa)	f <sub>ct</sub>
Souto e Queiroz	SL-MA	1:1,4 : 2,6	0,40	Lavagem t = 2min. Submerso por 24h	26,4	10,8
de Carvalho (1984)	SP-PB	1:1,4 : 2,6	0,40	Seco por 3h. Sem correção A/C	18,4	8,8
Souza e Ferraz (1979)	SL-MA	1:2:3	0,6-0,7	Diferentes tempos de lavagem 0-3-9-30 min; slump constante = 5cm Correção A/C	25,4	10,8
Chagas Filho e Perazzo Barbosa (1987)	SP-PB	1:2,3:2,7	0,70	Material apenas britado e peneirado.	21,1	8,8
	MO-PA	1:2,3:2,7	0,74	Correção fator A/C	20,7	8,8
	BG-PB	1:2,3:2,7	0,50	-	30	10,8
Vladimir de Assis (1992)	CA-PI	1:4	0,50	Peneirado. Lavagem 6 min. Repeneirado e seco. Sem correção A/C.	31,2	10,8

E - Módulo de Deformação Longitudinal

v - Coeficiente de Poisson

## V.2 - Resistência à tração do concreto $f_{ct}$

A resistência à tração ( $f_{ct}$ ) do concreto laterítico, através do ensaio à compressão diametral, Brazilian Test, apresenta valores que variam de 8 a 12 por cento da resistência à compressão simples. Este intervalo corresponde também àquele obtido para o concreto convencional feito com agregado de rocha granítica. A Tabela 5.3 mostra resultados obtidos.

Tabela 5.4 - Características do Concreto Calcário.

f <sub>cc</sub> (MPa)	f <sub>ct</sub> (MPa)	E <sub>pundit</sub> (GPa)
18,50	1,46	15,00

Fonte: Cardoso Costa, C. M., 1996.

## VI - Módulo de Deformação Longitudinal

No cálculo de deformações de peças estruturais é de grande importância a determinação do módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade.

Esta grandeza pode ser determinada através do diagrama tensão-deformação, por ultrasonografia ou através de fórmulas em função das resistências à compressão simples.

A Norma Brasileira NBR-6118 e o CEB (Comitê Euro-International du Beton) apresentam expressões para cálculo do módulo de deformação longitudinal, a saber:

Pela NBR-6118 (1982)

$$E_o = 6600 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{ou} \quad E_o = C \sqrt{f_{cj}} \quad [5.1]$$

onde:

$$f_{cj} \cong f_{ck} + 3,5 \text{ MPa}; \quad C = 6600$$

$E_o$  = módulo de deformação tangente na origem.

$f_{cj}$  = resistência média à compressão do concreto.

Pelo CEB (1990)

$$E_o = 2,15 \cdot 10^4 \alpha_\beta \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{1/3} \text{ MPa} \quad [5.2]$$

onde:

$f_{cm}$  = resistência média à compressão do concreto, MPa.

$\alpha_\beta$  = coeficiente que depende do tipo de agregado graúdo utilizado no concreto. Para o

agregado granítico  $\alpha_\beta = 1,0$ .

No cálculo das deformações para as cargas de serviço é de utilidade o chamado módulo de deformação secante. Para um ponto genérico P da curva tensão x deformação no concreto é dado por:

$$E_{\text{sec}} = \text{tg } \phi = \left. \frac{df_c}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon = \varepsilon_p} \quad [5.3]$$

Segundo a NBR-6118, pode-se adotar para seu valor 90% do valor do módulo tangente na origem.

$$E_{\text{sec}} = 0,9 E_o \text{ (MPa)} \quad [5.4]$$

#### - Avaliação do Módulo de Deformação por Ultra-Som.

A densidade e propriedades elásticas de um material, influenciam na velocidade de propagação de pulsos ultrasônicos. Logo a qualidade de alguns materiais podem ser relacionados com sua rigidez elástica.

Medidas de pulsos ultra-sônicos em tais materiais podem frequentemente indicar suas qualidades e propriedades elásticas. Utilizando o PUNDIT (Portable Ultrasonic non Destructive Digital Indicating Tester) foram feitas medidas do Módulo de Deformação Longitudinal nos concretos laterítico, calcário e convencional feito de rocha granítica, para efeito comparativo. Os resultados são mostrados na Tabela 5.3 e 5.4.

A expressão da NBR-6118 para cálculo do Módulo de Deformação Longitudinal, expressão [5.1], não deve ser aplicada com o coeficiente  $C = 6600$  para o Concreto Laterítico.

Os resultados de pesquisas mostram diferenças da ordem de 100% entre valores experimentais e aqueles obtidos teoricamente, devido as características diferentes entre agregados lateríticos e ígneos. Sugerimos (Chagas Filho, 1992) que fosse usado o coeficiente  $C = 2898$ , em substituição a  $C = 6600$  na expressão da NBR-6118, quando do cálculo do módulo de deformação longitudinal do concreto laterítico.

Para uso da expressão do CEB, sugerimos naquele mesmo trabalho que fosse tomado  $\alpha_\beta = 0,49$  na equação proposta do Comitê Euro-International du Béton.

Os trabalhos de pesquisas de Assis (1992) e Cardoso Costa, C. M. (1996) vieram corroborar nossas sugestões.

Assim os coeficientes que propomos são:

Para a NBR

$$E_o = 2898 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad [5.5]$$

Para o CEB

$$E_o = 2,15 \cdot 10^4 \cdot \alpha_\beta \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{1/3} \quad [5.6]$$

onde:  $\alpha_\beta = 0,49$

## ***VII - Ensaios com Modelos Estruturais***

Os estudos do Concreto Laterítico com finalidade estrutural são recentes. Poucos trabalhos de pesquisa tem sido feitos, mesmo a nível internacional, apesar da abundância de concreções lateríticas existentes no planeta.

Sabemos que na participação percentual dos serviços em edifícios residenciais de 8 a 12 pavimentos, padrão normal, o item Estruturas responde por aproximadamente 22% do custo total da obra. Seguem-se os itens Revestimento e Pintura com 14%, Esquadrias e ferragens com 13% aproximadamente.

O custo de  $m^3$  de estruturas de concreto armado em dezembro de 1996 (Rev. Construção, Pini) é da ordem de R\$692,00, sendo 20% deste valor a participação do preparo do concreto.

O uso de agregados graúdos alternativos em regiões carentes de agregados ígneos pode trazer economia substancial. Daí a importância dos estudos destes agregados em peças estruturais.

Desde que estamos tentando mostrar o comportamento de um novo material de construção para fins práticos, é importante no nosso entender, que seja apresentado resultados com os modelos e os valores comparados com o concreto convencional. Isto aumenta a confiabilidade no seu uso que é objetivo final destes vários anos de pesquisa.

### VII.1 - Esquema dos protótipos ensaiados em laboratório

Nos ensaios de laboratório é usado para estudo da flexão o modelo da viga bi-apoiada com duas cargas concentradas de mesmo valor a igual distância dos apoios. Este modelo tem a vantagem de apresentar flexão pura no trecho central. A Figura 5.4 mostra o modelo usado para ensaio com instrumentação das vigas.

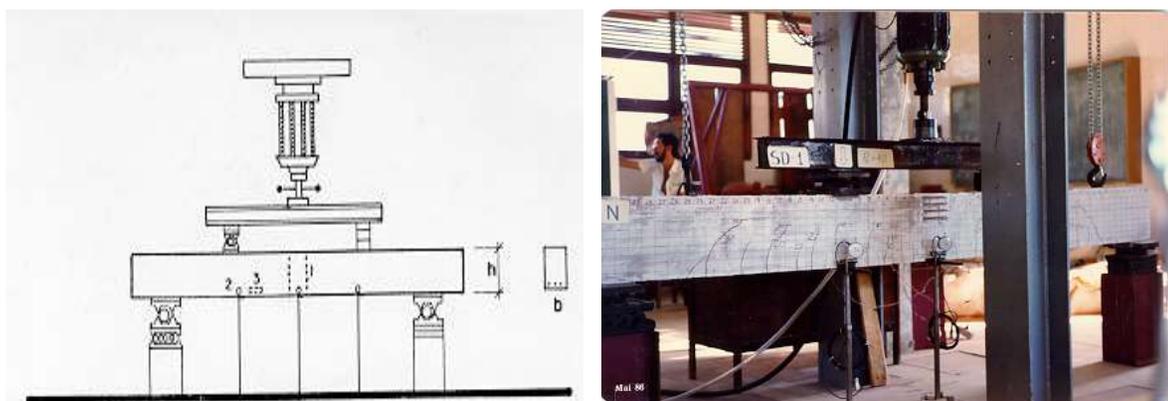


Figura 5.4 - Instrumentação das Vigas

A Figura 5.5, mostra a armaduras de várias vigas ensaiadas. Foram instalados extensômetros mecânicos para medição das flechas e strain-gages nas armaduras e no concreto para medição das deformações.

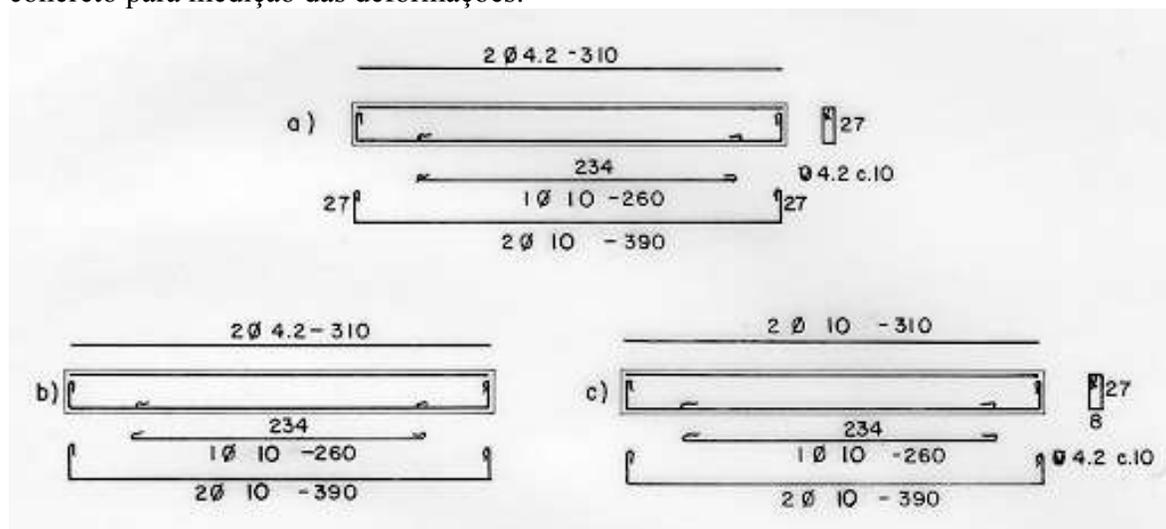


Figura 5.5 - Armadura das Vigas de Concreto Laterítico e Convencional.  
 Fonte: Perazzo Barbosa e Chagas Filho, 1987.

### VII.2 - Deformação em peças de concreto armado

VII.2a. Cálculo das Deformações Específicas Imediatas em Peças de Concreto Armado Submetidos à Flexão Segundo o Boletim de Informação nº 143 (CEB, 1981).

Os modelos teóricos correspondentes aos estádios I e II, para um elemento de concreto armado, apresentam as seguintes características - Figura 5.6.

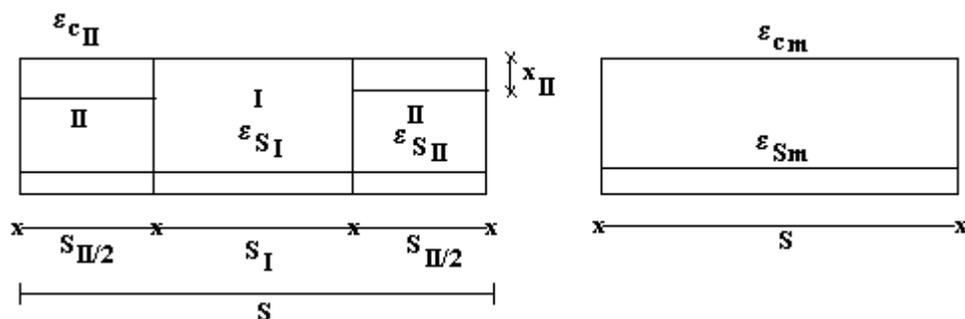


Figura 06 - Modelo Teórico de um Elemento de Concreto Armado.

Segundo o Boletim de Informações nº 143 - CEB - 1981 -  $E_{cm}$  e  $E_{sm}$  são os encurtamentos e alongamentos relativos médios do concreto e aço, respectivamente, calculados pelas equações:

$$\varepsilon_{cm} = (1 - \zeta) \varepsilon_{cI} + \zeta \varepsilon_{cII} \quad [5.7]$$

$$\varepsilon_{sm} = (1 - \zeta) \varepsilon_{sI} + \zeta \varepsilon_{sII} \quad [5.8]$$

onde:

$\varepsilon_{cI}$  = deformação específica do concreto para o estágio I.

$\varepsilon_{cII}$  = deformação específica do concreto para o estágio II.

$\varepsilon_{sI}$  = deformação específica do aço para o estágio I

$\varepsilon_{sII}$  = deformação específica do aço para o estágio II

$\zeta$  = coeficiente de distribuição que indica a contribuição do concreto tracionado entre as

fissuras, dado pelo item 15.2.3 do Boletim de Informação nº 124/125 - CEB, 1978

$$\zeta = [1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sII}}\right)^2] \geq 0,4 \quad \text{para } \sigma_{sr} > \sigma_{sII} \quad [5.9]$$

$$\zeta = 0 \quad \text{para } \sigma_{sr} < \sigma_{sII} \quad [5.10]$$

sendo:

$\sigma_{sr}$  - tensão na armadura imediatamente após o surgimento da fissura.

Os valores de  $\beta_1$  e  $\beta_2$  levam em conta as propriedades de aderência das barras de aço e a influência da duração da aplicação e da repetição das cargas, sendo:

$$\beta_1 = \frac{1}{2,5 K_1} \quad \text{- caracteriza as propriedades de aderência das barras.}$$

Com  $K_1 = 0,4$  para barras de alta aderência  
 $K_1 = 0,8$  para barras lisas.

$\beta_2$  caracteriza a duração e repetição do carregamento, com:

$\beta_2 = 1,0$  para o primeiro carregamento

$\beta_2 = 0,5$  para carregamentos aplicados ao longo do tempo, ou para um grande número de ciclos de carregamento.

O valor de  $\zeta$  na equação [5.9] está limitado em 0,4, porque este valor corresponde à transição para o estado fissurado.

No estado de fissuras estabilizadas, o coeficiente  $\zeta$  mostra que a participação do concreto entre fissuras depende principalmente dos seguintes efeitos:

- com o aumento da porcentagem de armadura diminui a contribuição do concreto.
- com o aumento da aderência de armadura aumenta a contribuição do concreto.
- cargas alternativas, fluência e retração do concreto entre fissuras diminuem a colaboração do concreto.

Portanto, para carregamento instantâneo e aço de alta aderência,  $\beta_1 = 1,0$  e  $\beta_2 = 1,0$ , tem-se:

$$\zeta = [1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sII}}\right)^2] \quad \text{onde:} \quad [5.11]$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{A_s \cdot Z_{II}} \quad ; \quad \sigma_{sII} = \frac{M_q}{A_s \cdot Z_{II}} \quad [5.12]$$

com:

$$Z_{II} = (d - 0,4 X_{II})$$

$$M_r = f_{ctm} \cdot W$$

$$M_r = 0,3 f_{ck}^{2/3} \left[ 0,6 + \frac{0,4}{\sqrt[4]{h(m)}} \right] \cdot \frac{bh^2}{6} \quad [5.13]$$

No estágio I, os valores de  $E_{cl}$  e  $E_{sl}$  são obtidos a partir de:

$$X_I = \frac{\frac{bh^2}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{bh + n \cdot A_s} \quad [5.14]$$

onde:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$I_I = \frac{1}{3} \cdot b X_I^3 + \frac{1}{3} b (h - X_I)^3 + n \cdot A_s (d - X_I)^2 \quad [5.15]$$

Então:

$$\sigma_{cl} = \frac{M_Q \cdot X_I}{I_I} \quad \therefore \quad \varepsilon_{cl} = \frac{\sigma_{cl}}{E_c} \quad e \quad [5.16]$$

$$\sigma_{sl} = \frac{n \cdot \sigma_{cl} (d - X_I)}{X_I} \quad \therefore \quad \varepsilon_{sl} = \frac{\sigma_{sl}}{E_s} \quad [5.17]$$

Sendo  $M_Q = M_{q+g}$

Para o estágio II,  $E_{cII}$  e  $E_{sII}$  são dados por:

$$X_{II} = d \left[ \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho \right] \quad [5.18]$$

onde:  $\rho = \frac{A_s}{bd}$

$$I_{II} = \frac{1}{3} b X_{II}^3 + n \cdot A_s (d - X_{II})^2 \quad [5.19]$$

Assim:

$$\sigma_{cl} = \frac{M_Q \cdot X_{II}}{I_{II}} \quad \therefore \quad \varepsilon_{cII} = \frac{\sigma_{cII}}{E_c} \quad [5.20]$$

$$\sigma_{sII} = \frac{n \cdot \sigma_{cII} (d - X_{II})}{x_{II}} \quad \therefore \quad \varepsilon_{sII} = \frac{\sigma_{sII}}{E_s} \quad [5.21]$$

VII.2b. Cálculo das Flechas Imediatas em Peças de Concreto Armado Submetidas à Flexão Segundo o Boletim de Informações nº 143 - CEB, 1981.

As flechas imediatas são determinadas a partir das rigidezes à flexão nos estádios I e II, de acordo com o método biliar proposto pelo Boletim de Informações nº 143, pelas expressões:

$$a_{oI} = \beta \frac{M_{q+g} \cdot \ell^2}{E_c I_I} \quad [5.22]$$

$$a_{oII} = \beta \frac{M_{q+g} \cdot \ell^2}{E_c I_{II}} \quad [5.23]$$

onde:

$I_I$  e  $I_{II}$  são calculados pelas equações [5.15] e [5.19].

$\beta$  = coeficiente que depende do carregamento e da vinculação da peça, obtido de acordo com a Figura 5.7.

A flecha imediata é obtida pela equação:

$$a_o = a_{oI} (1 - \zeta_o) + \zeta_o A_{oII} \quad [5.24]$$

onde:

$\zeta$  = coeficiente de distribuição correspondente a seção determinante (seção média), dado por:

$$\zeta_o = 1 - \beta_1 \beta_2 \frac{M_r}{M_d} \quad [5.25]$$

Com  $\beta_1$  e  $\beta_2$  obtidos pelo item 1.6.2a ( $\beta_1 = 1,0$  para o aço de alta aderência  $\beta_2 = 1,0$  para carregamento instantâneo).

$M_r$  = momento de fissuração dado pela equação [5.13]

$M_d = M_{q+g}$  pois o carregamento é constante durante todo o ensaio.

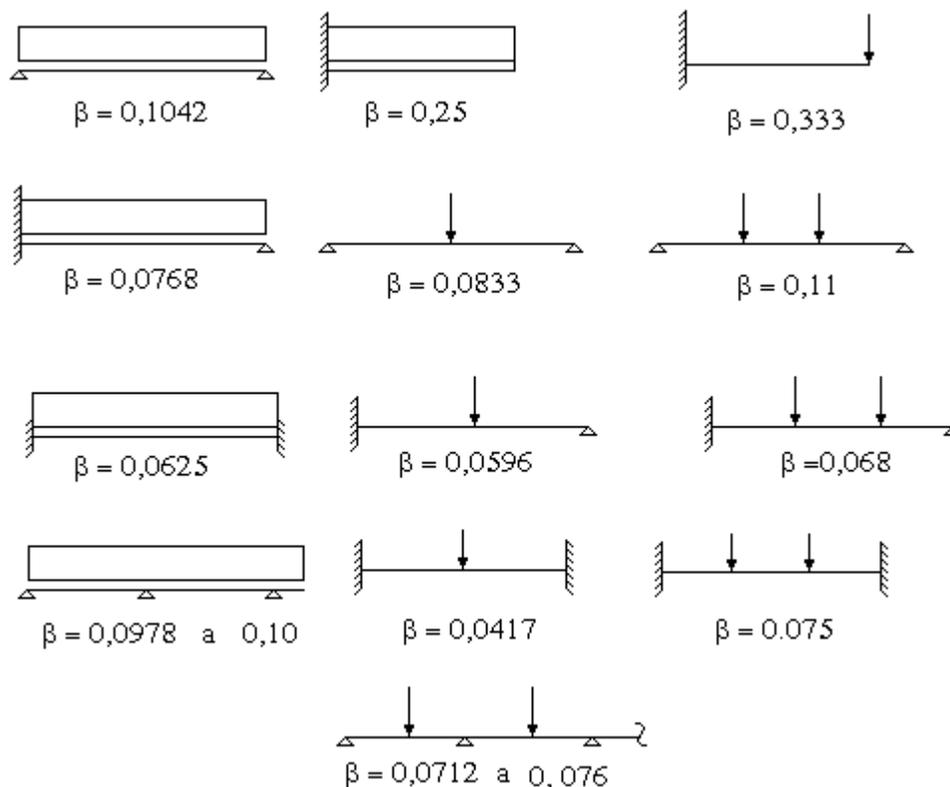


Figura 5.7 - Valores de  $\beta$  para vários tipos de vigas.

VII.2c - Determinação da flecha em vigas de concreto armado submetidas a flexão de acordo com a NBR-6118 (ABNT, 1982).

De acordo com o item 4.2.3.1 - “Salvo cálculo rigoroso, a determinação das deformações em peças fletidas deverá ser feita considerando apenas o estágio II para barras, permitindo-se o estágio I para lajes; podendo-se proceder-se de acordo com os itens seguintes A e B.

A - Ações de curta duração

Quando a deformação lenta for nula ou desprezível, por serem as ações de curta duração, o módulo  $E_c$  a adotar é o módulo secante do concreto, suposto igual a 0,9 do módulo na origem dado no item 8.2.5.

### B - Ações de longa duração

Para levar em conta o efeito da deformação lenta, permite-se avaliar a flecha final, devido às ações de longa duração, aplicadas logo após o término da construção, como o produto do valor da flecha imediata respectiva pelas relações das curvaturas final e inicial na seção de maior momento em valor absoluto, calculadas através de:

$$[\frac{1}{r}]_0 = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (\text{curvatura inicial})$$

[5.26]

$$[\frac{1}{r}]_\infty = \frac{(1 + \varphi_t)|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (\text{curvatura final})$$

[5.27]

$(1 + \varphi_t)$  pode ser tomado igual a 3 no caso de cargas de longa duração aplicada logo após o término da construção.

$(1 + \varphi_t) = 2$  no caso de cargas de longa duração aplicadas pelo menos seis meses após a concretagem”.

Considere-se a seção transversal de uma viga de concreto armado indicada na Figura 5.8.

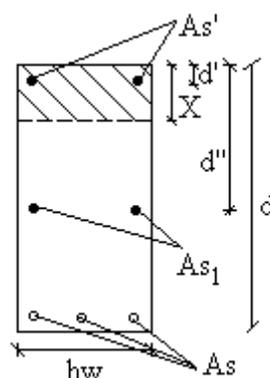


Figura 5.8 - Seção Transversal com armaduras

O momento de inércia da seção homogeneizada vem dado por:

$$I_x = \frac{1}{3} b_w \cdot x^3 + n \cdot A_s' (x - d')^2 + n A_{s1} (d'' - x)^2 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \quad [5.28]$$

Obtendo-se a rigidez à flexão pela expressão:

$$K_F'' = E_c \cdot I_x''$$

onde “E<sub>c</sub>” obtido pela equação [5.4], a saber:

$$E_c = 0,9 \cdot 6600 \sqrt{f_{ck} + 3,5} \text{ MPa}$$

A flecha instantânea obtém-se por:

$$a_o = \beta \frac{M \cdot \ell^2}{(EI)_{II}} \quad [5.29]$$

onde β é um coeficiente que depende do carregamento e da vinculação da viga, Figura 5.7.

Para ações de longa duração deve-se calcular um novo valor da flecha considerada no tempo infinito pela expressão:

$$a_{\infty} = R \cdot a_o \cdot \frac{M_g + \chi q}{M_{g+q}} + a_o \cdot \left( 1 - \frac{M_{g+\chi q}}{M_{g+q}} \right) \quad [5.30]$$

onde o χ é dado no item 5.4.2.2 da NBR-6118 e M<sub>g</sub> + χq o momento correspondente à carga de longa duração.

O fator R vem dado por:

$$R = \frac{\left(\frac{1}{r}\right) \cdot t = \infty}{\left(\frac{1}{r}\right) \cdot t = 0} = \frac{\frac{3 \cdot |\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d}}{\frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d}} = \frac{3 \cdot |\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{|\varepsilon_c| + \varepsilon_s} \quad [5.31]$$

Pela compatibilidade de deformações, tem-se que:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \quad \therefore \quad \varepsilon_s = \varepsilon_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

logo:

$$R = \frac{2 \cdot x + d}{d}, \quad \text{logo :}$$

$$R = \frac{2 \cdot x_{II} + d}{d} \quad [5.32]$$

Os valores considerados como admissíveis são 1/300 ou 1/150 no caso de balanços.

Para seção retangular armada apenas com  $A_s$  (armadura simples) o cálculo de  $x_{II}$  vem dado pela expressão [5.18], a saber:

$$x_{II} = d \cdot \sqrt{(n \cdot \rho)^2 + 2 \cdot n \cdot \rho} - n \cdot \rho$$

onde:

$$n = \frac{E_s}{E_c}; \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Caso a seção retangular esteja com armadura dupla resulta (GOBETTI, 1983; 1985):

$$x_{II} = d \cdot \left\{ \sqrt{[n\rho + (n-1) \cdot \rho']^2 + 2 \cdot [n\rho + (n-1) \cdot \rho'] \cdot \frac{d'}{d}} - [n\rho + (n-1) \cdot \rho'] \right\} [5.3$$

3]

onde:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d}$$

Utilizando-se estes valores de  $x_{II}$ , juntamente com os parâmetros anteriormente definidos, obtém-se as flechas instantâneas e em um tempo infinito estabelecidas pela NBR-6118.

Tabela 5.5 - Valores Comparativos das Flechas Teóricas e Experimentais para as Vigas com Armadura Simples.

2F(kN)	V1 - SP - PB Flechas (mm)	V2 - SP - PB Flechas (mm)	V3 - MO - Pa Flechas (mm)	V4 - MO - Pa Flechas (mm)
--------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------

	Teor	Exp.	Teor	Exp.	Teor	Exp.		Exp.	Teor
0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,00	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	-
* 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
30,00	8,55	6,89	8,64	6,57	8,56	6,16	8,32	6,65	5,30
40,00	11,94	9,98	12,03	9,07	11,96	8,65	11,71	9,50	7,92
50,00	15,33	13,74	15,42	11,91	15,33	11,67	15,11	12,39	10,54
60,00	18,73	17,64	18,81	15,35	18,73	15,02	18,50	15,71	13,16
70,00	-	-	22,21	20,67	22,12	19,78	21,89	19,46	15,78
76,00	-	-	-	-	-	28,54	-	-	-
78,50	-	-	-	-	-	-	-	27,62	-
79,00	-	-	-	27,66	-	-	-	-	-
80,00	-	-	25,59	-	25,52	-	25,27	-	18,41
90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Observação:

- 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.

Fonte: Chagas Filho, 1986.

## VIII - Resultados e Análise dos Ensaios com os Modelos Estruturais

### VIII.1- Deformações

O comportamento de todas as vigas de concreto laterítico, durante os ensaios, foi semelhante àquele das vigas de concreto convencional com brita granítica - BG -. Não foi observado nenhum problema de aderência entre a armadura e o concreto laterítico, salvo nos estágios finais de carga, o que também ocorre com o concreto convencional. A evolução do estado de fissuração se deu de maneira regular e contínua.

A Figura 5.9, apresenta curvas carga-deflexão para vigas com armadura simples. Observa-se comportamento idêntico sendo que, como era de se esperar, a peça de concreto convencional é mais rígida. A Tabela 5.5 mostra valores comparativos das flechas teóricas e experimentais para as vigas com armadura simples.

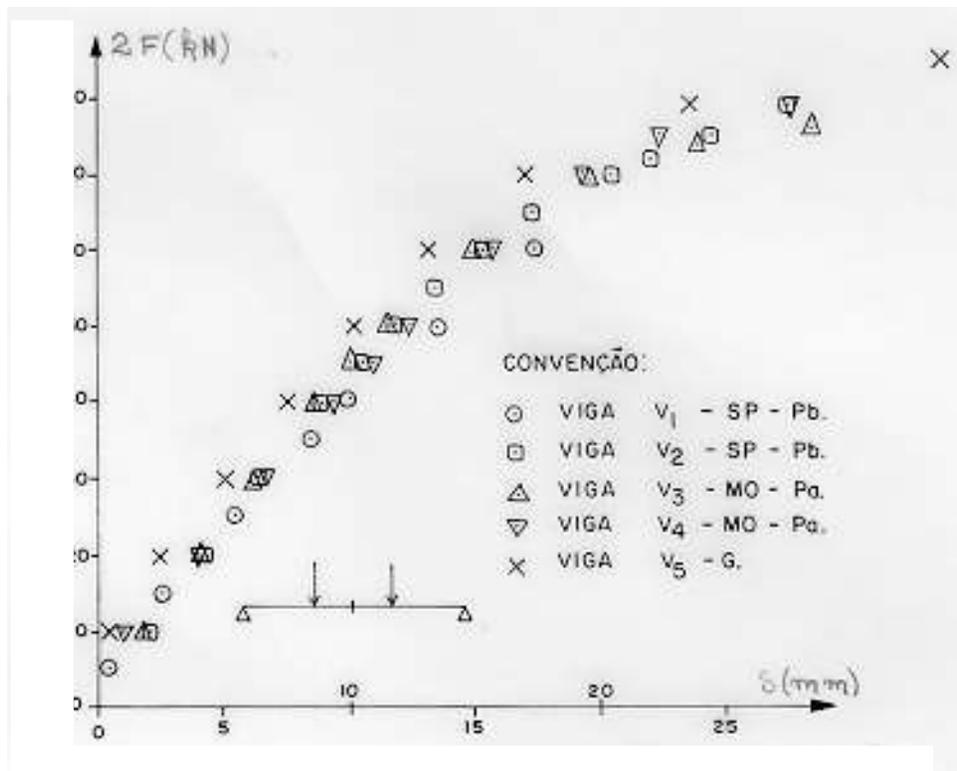


Figura 5.9 - Diagrama carga-flecha comparativo para a cinco vigas no ponto médio. Fonte: (Chagas Filho, M.B., 1986).

As flechas obtidas teórica e experimentalmente, Tabela 5.5, apresentam resultados bastante coerentes. Observa-se que os valores teóricos foram superiores aos experimentais até proximidades da ruptura.

A comparação das flechas no caso das vigas sem estribos, das vigas com estribos e armadura dupla, com relação a peça idêntica em concreto convencional, é mostrada na Figura 5.10. Observa-se grande semelhança de comportamento.

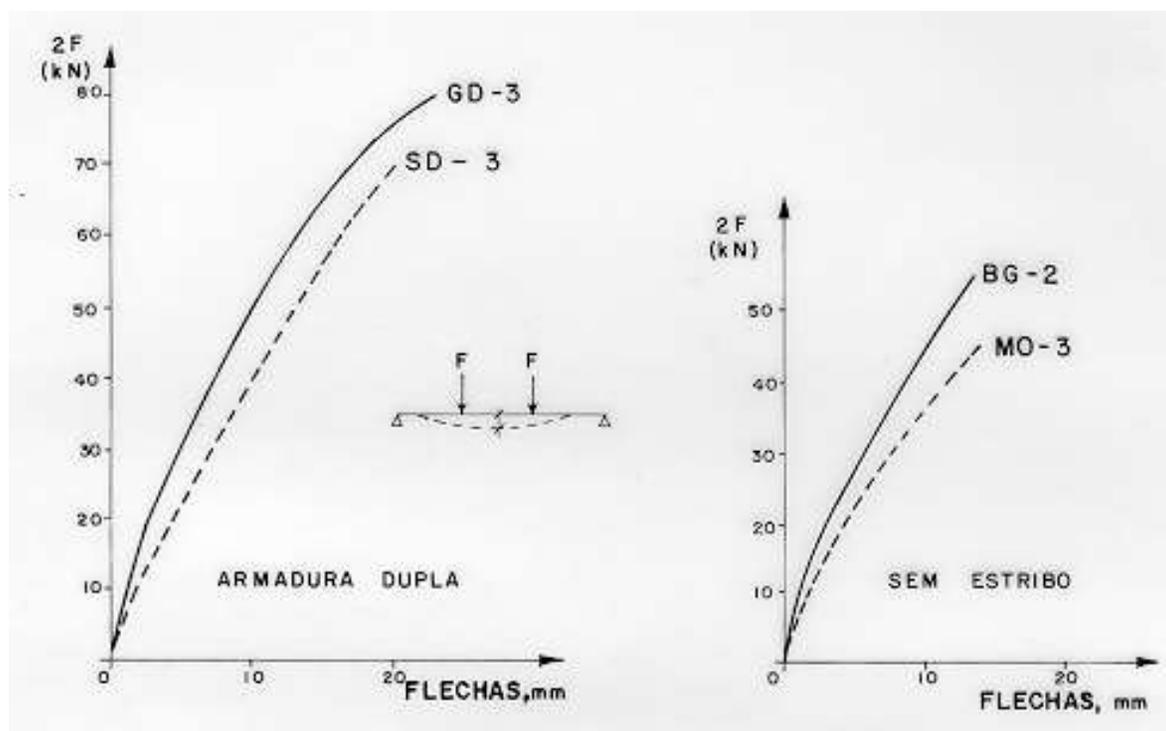


Figura 5.10 - Comparação entre flechas das vigas com armadura dupla e sem estribos. Fonte: (Perazzo Barbosa e Chagas Filho, M.B., 1987).

Diagrama carga-deformação na armadura de tração pode ser visto na Figura 5.11. Observa-se que as deformações são contínuas, o que atesta a boa aderência das armaduras.

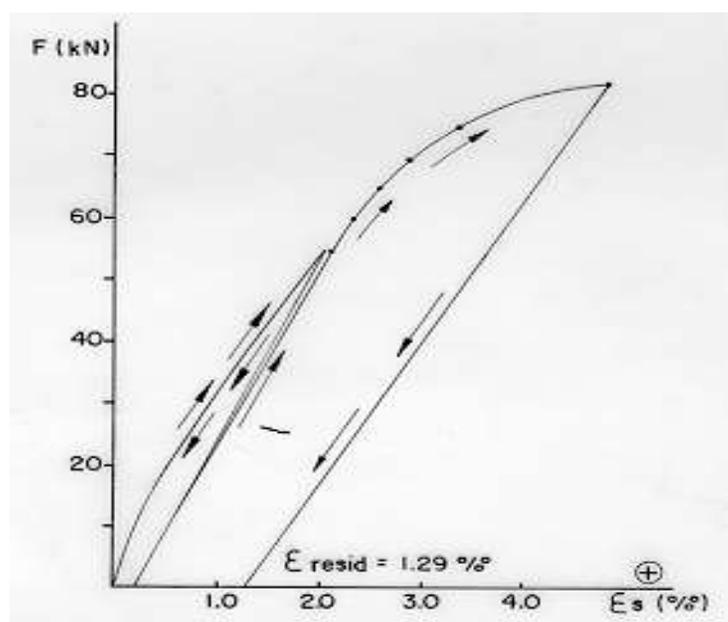


Figura 5.11 - Diagramas carga-deformação nas seções. Viga V<sub>3</sub> - MO-Pa.

A Figura 5.12, mostra deformações ao longo da altura da viga MO-01 (com estribos) para três níveis de carga. Nota-se que a hipótese de Navier - seção plana permanecer plana - foi obedecida com boa aproximação.

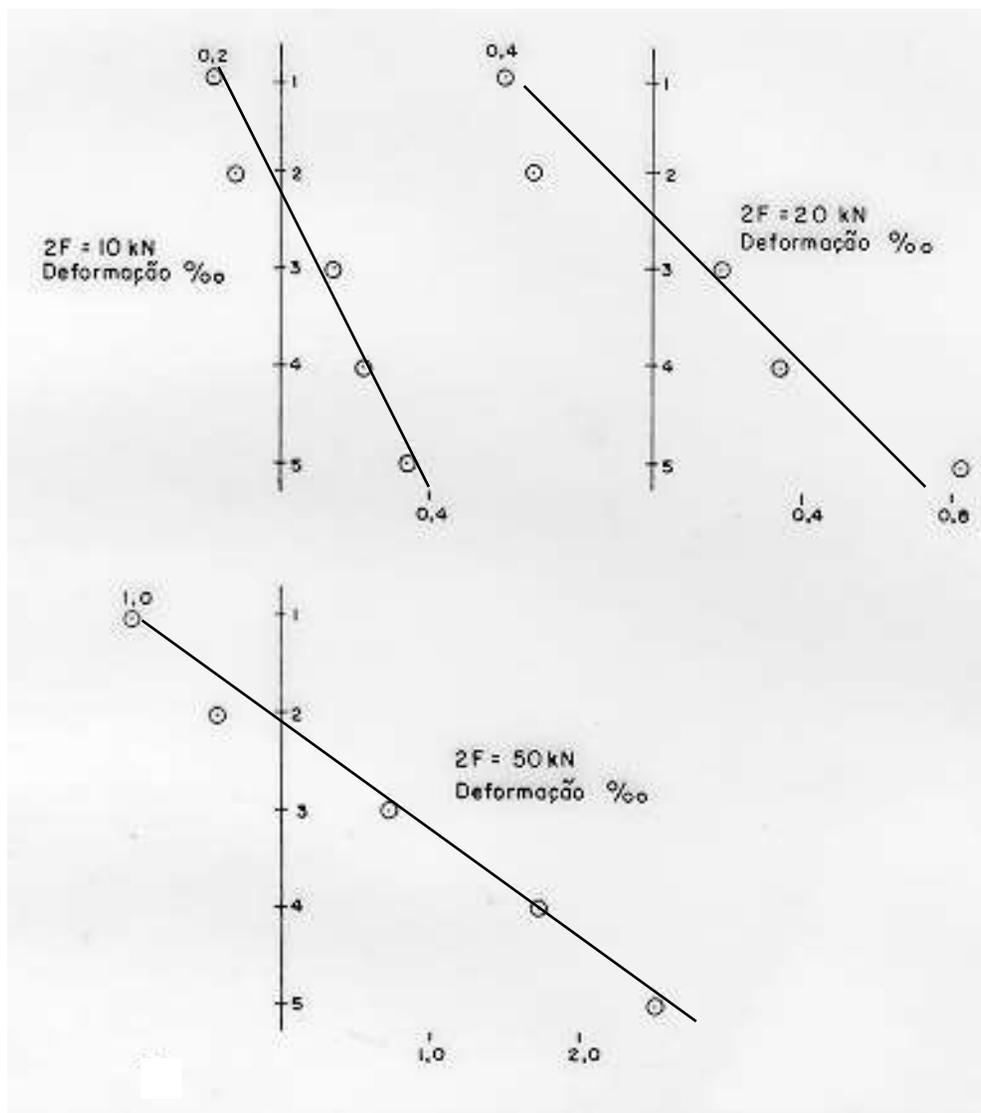


Figura 5.12 - Deformações ao longo da altura da seção.

### VIII.2. Cargas de ruptura e utilização.

A Tabela 5.6 apresenta cargas de ruptura -  $F_{rupt}$  - e carga de utilização -  $F_{util}$  que provoca à flecha  $l/300 = 1$  cm, obtida pelo ensaio experimental das 9 vigas. Mostra-se também comparação entre valores obtidos com vigas de concreto laterítico e aqueles conseguidos em vigas idênticas de concreto convencional de brita granítica.

Tabela 5.6 - Cargas de ruptura e de utilização.

VIGA	TIPO DE ARMADURA	IDADE (dias)	fcj (MPa)	ftj (MPa)	2 Frupt (KN)	2 Futil (KN)	Frup/Futil	Frup/Frup Gr	Futil/Futil Gr
SP-1		28	15,5	1,9	*	40	-	-	0,82
SP-2	Simples	89	23,4	1,8	79	43	1,84	0,85	0,88
MO-1	com	47	18,8	1,9	84,5	45	1,88	0,91	0,92
MO-2	Estribos	49	18,9	2,2	82,5	43	1,92	0,89	0,88
BG-1		55	30,0	2,6	92,5	49	1,89	1	1
MO-3	Simples sem	28	17,0	*	46	37	1,24	0,78	0,82
BG-2	Estribos	28	30,3	*	59	45	1,31	1	1
SD-1	Dupla com	28	12,7	1,5	94	40	2,35	0,97	0,78
BG-3	Estribos	29	29,3	2,6	97,2	51	1,91	1	1

\* não medido

Fonte: Chagas Filho, M.B.; Perazzo Barbosa, 1987.

Observa-se que nas peças bem armadas, embora o concreto laterítico apresente resistência bem menor que o concreto convencional, as cargas de ruptura e utilização das vigas de concreto laterítico, estão relativamente próximas daquelas obtidas com as vigas de concreto convencional. Na peça sem estribos a diferença é maior.

As relações carga de ruptura x carga de utilização das vigas de concreto laterítico com armadura simples e estribos, são praticamente iguais à da viga granítica. Na viga com estribos há pequena diferença. Na viga com armadura dupla, esta diferença se acentua, visto que nos estágios finais de carga, o concreto laterítico, praticamente não trabalha mais, estando as tensões concentradas nas armaduras.

Ensaio realizado (Cardoso Costa, C. M., 1996) com vigas lateríticas e calcárias tem confirmado o bom comportamento estrutural do concreto laterítico e calcário. Peças com 3 m de vão com seção e detalhes das armaduras indicadas na Figura 5.13, carregadas com duas cargas concentradas iguais F, equidistantes de um metro dos apoios apresentaram valores de flechas indicadas na Tabela 5.7 e Figuras 5.14 e 5.15.

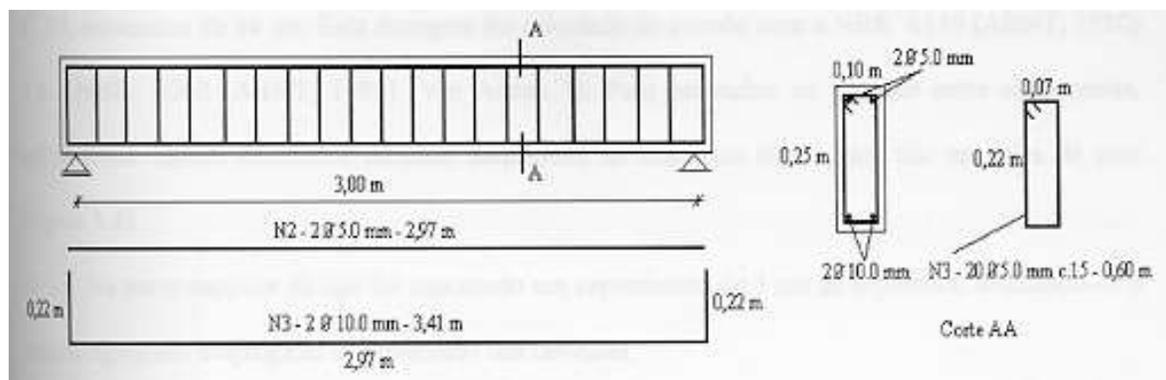


Fig. 5.13 - Detalhe das Armaduras das Vigas Ensaçadas.  
 Fonte: Cardoso Costa, C.M., UFPB, 1996.

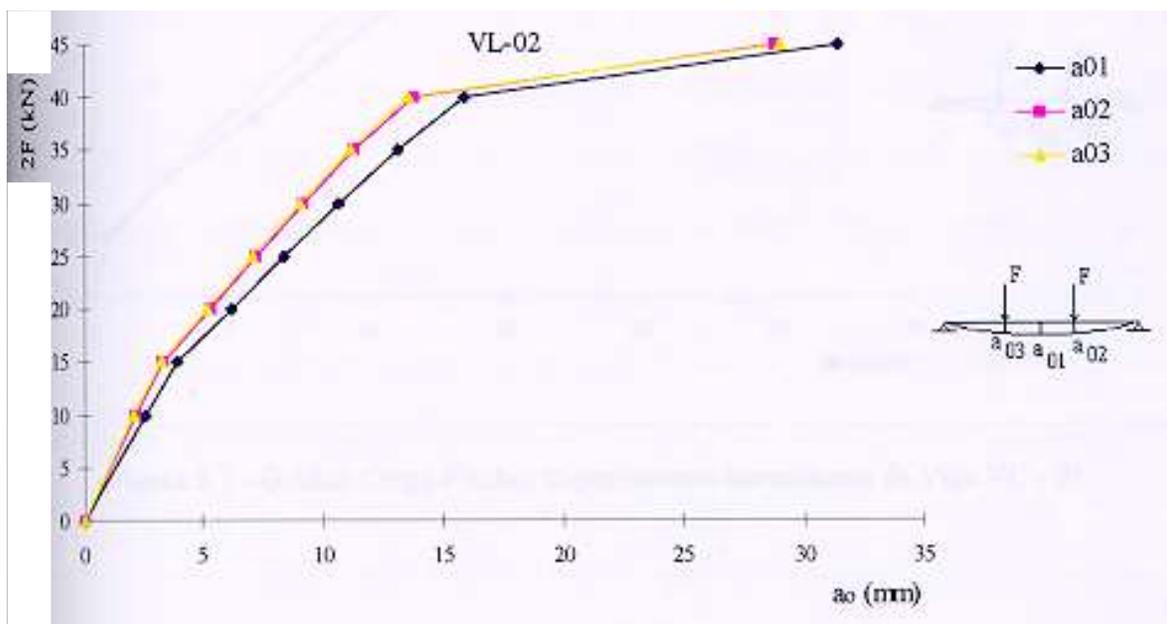


Figura 5.14 - Carga-deformação na viga de concreto laterítico.  
 Fonte: Cardoso Costa, C.M., 1996.

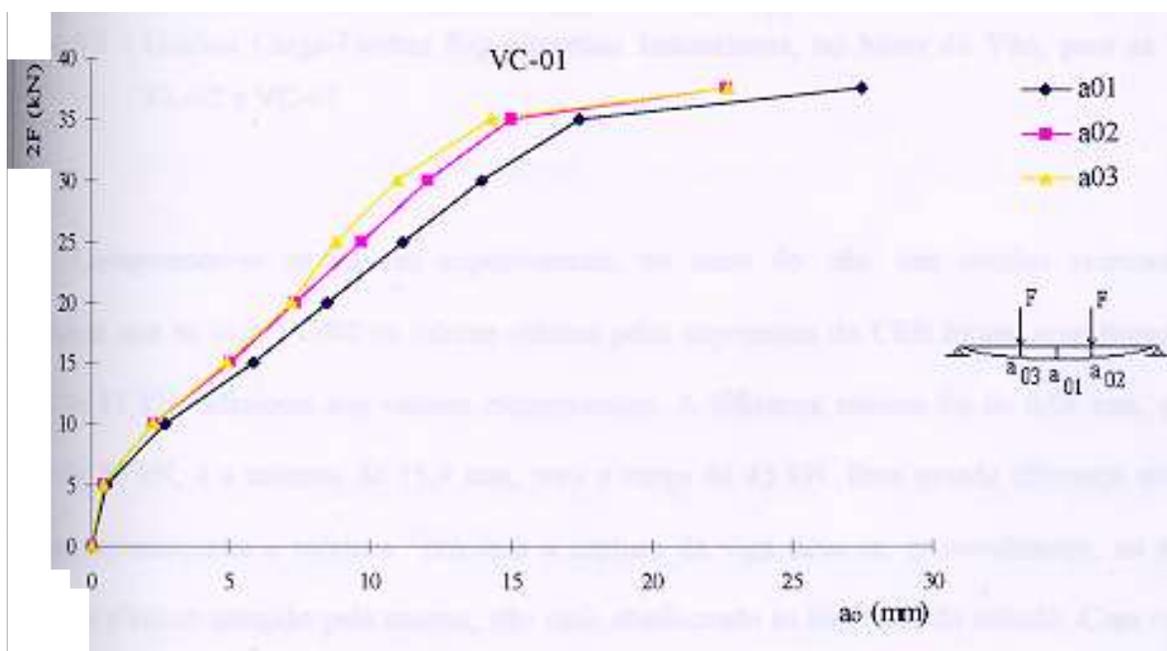


Figura 5.15 - Carga-deformação na viga de concreto calcário.  
 Fonte: Cardoso Costa, C. M., 1996.

A Tabela 5.8 (Chagas Filho, 1992) mostra valores das flechas teóricas e experimentais calculadas segundo os procedimentos anteriormente explicados. São apresentados também valores das rigidezes das vigas lateríticas.

Tabela 5.7 - Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas das Vigas Laterítica e Calcária.

Carga  2F  (kN)	Viga Laterítica VL-02					Viga Calcária VC-01				
	Experimentais			Teóricas		Experimentais			Teóricas	
	a <sub>01</sub>	a <sub>02</sub>	a <sub>03</sub>	CEB	ABNT	a <sub>01</sub>	a <sub>02</sub>	a <sub>03</sub>	CEB	ABNT
				a <sub>01(T)</sub>	a <sub>01(T)</sub>				a <sub>01(T)</sub>	a <sub>01(T)</sub>
5	-	-		0,70	0,70	0,55	0,47	0,47	1,70	3,20
10	2,65	2,21	2,15	2,20	4,20	2,73	2,31	2,30	3,70	5,40
15	3,93	3,36	3,30	4,10	6,00	5,87	5,03	4,95	5,70	7,60
20	6,18	5,30	5,21	6,10	7,80	8,53	7,36	7,20	7,70	9,80
25	8,40	7,24	7,12	8,00	9,60	11,21	9,71	8,81	9,70	12,0
30	10,64	9,20	9,06	9,90	11,30	14,00	12,08	10,98	11,70	14,30
35	13,13	11,34	11,20	11,80	13,10	17,45	15,02	14,36	13,70	16,50
37,5	-	-	-	-	-	27,51	22,71	22,80	14,70	17,60
40	15,96	13,79	13,58	13,70	14,90	<b>Ruptura</b>				
45	31,50	28,85	29,05	15,60	16,60	-	-	-	-	-
-	-	-	<b>Ruptura</b>			-	-	-	-	-

a<sub>01</sub> = Flecha instantânea no meio do vão; a<sub>02</sub> = Flecha instantânea do lado direito, em  $\ell/4$ ; a<sub>03</sub> = Flecha instantânea do lado esquerdo, em  $\ell/4$ ; a<sub>01(T)</sub> = Flecha instantânea teórica no meio do vão.

Fonte: Cardoso Costa, C. M., 1996 - UFPB.

Tabela 5.8 - Resultados das flechas instantâneas a<sub>0</sub> e flechas em um tempo infinito a<sub>∞</sub> para as vigas ensaiadas com P = 40kN

Viga	f <sub>cj</sub> (MPa)	n = E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	E (GPa)	X <sub>II</sub>	I (cm <sup>4</sup> )	EI (kN.cm <sup>2</sup> )	a <sub>0ter</sub> (cm)	a <sub>0exp</sub> (cm)	a <sub>0ter</sub> /a <sub>0exp</sub> (%)	R
V <sub>1</sub> SP	15,4	17,17	12,25	11,2	16.477,174	20.184.538	0,981	0,998	-1,7	1,804
V <sub>2</sub> SP	23,4	15,85	1,25	10,9	15.635,284	20.716.751	0,956	0,907	5,4	1,731
V <sub>3</sub> MO	18,9	17,28	12,15	11,2	15.566,866	20.128.742	0,984	0,865	13,7	1,806
V <sub>4</sub> MO	18,9	17,14	12,25	11,2	16.477,174	20.184.538	0,981	0,950	3,3	1,804
V <sub>5</sub> G	30,0	5,53	38,00	7,18	6.919,952	26.295.815	0,753	0,774	-2,7	1,513
V <sub>6</sub> MO	17,0	16,80	18,50	11,1	16.258,306	20.322.883	0,974	1,000	-2,6	1,799
V <sub>7</sub> G	30,0	5,53	38,00	7,18	6.819,952	26.295.815	0,753	0,833	-9,6	1,513

V <sub>8</sub> SPD	12,7	16,80	12,50	9,83	17.845,302	22.306.628	0,888	0,928	-4,3	1,702
V <sub>9</sub> GD	29,3	5,53	38,00	6,75	7.101,810	26.986.887	0,734	0,745	-1,5	1,482

SP-Sapé; G-granítica; MO-Mosqueiro; GD-granítica armada duplamente; SPD-Sapé armada duplamente.

Fonte: Chgas Filho, M.B., 1992.

## SUMÁRIO DOS PONTOS PRINCIPAIS

### *Das Concreções Lateríticas:*

1. Os resultados apresentados mostram que existe diferenças de valores nas propriedades que caracterizam as concreções lateríticas, devido aos fatores intervenientes em sua formação. Portanto é prudente que ensaios de caracterização sejam feitos para cada jazida a ser estudada.

2. Os limites de desgaste, esmagamento e absorção da jazida MO-PA apresentam-se em intervalos superiores aos estabelecidos pelas normas para materiais convencionais.

### *Do Concreto Laterítico e Calcário:*

1. A Resistência à Compressão Simples e Resistência à Tração variam também com o tratamento dispensado ao agregado na fabricação do concreto. Para um mesmo traço com materiais de jazidas diferentes pode-se observar que concretos com 28 dias de idade, apresentaram-se com valores de resistência à compressão simples, inferiores ao concreto convencional entre 30% e 50%. Para o concreto com agregado calcário sua resistência à compressão foi inferior àquela do concreto convencional em 42%.

2. O Módulo de Deformação dos Concretos Lateríticos e Calcários, obtidos por ultra-som, situa-se entre (12 - 14) GPa e 15 GPa respectivamente. Na falta de determinação exata o uso das expressões da NBR-6118 (1982) e CEB (1990) para avaliação do Módulo de Deformação Longitudinal deverá ser feita com os coeficientes propostos.

### *Das Deformações:*

Os resultados das flechas instantâneas calculadas pela expressão da Norma Brasileira e aqueles obtidos experimentalmente diferem apenas de 5% aproximadamente nos resultados.

### *Da Segurança:*

Considerando apenas o ítem material, o concreto laterítico apresenta uma segurança em termos de carga de ruptura e de utilização, que varia de 1,8 a 2,3 vezes.

***Da aplicação prática:***

Devido a abundância com que são encontradas na natureza o uso das concreções lateríticas como agregado graúdo em peças de concreto armado, significa diminuição de custos nas edificações e conseqüentemente melhoria de vida para populações de vários países onde existe disponibilidade deste material de construção.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT, NBR 6118; Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 1982.
- ADEPEGBA, D. Effect of Vergying Sand Content in Lacterized Concret - The Int. Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 4, n.4. 1982.
- ASSIS, V. J. D. Avaliação da Qualidade de Concretos Convencionais e Alternativos por Meio de Ensaio Destrutivos e Não-Destrutivos, Tese de Mestrado, UFPB - Campina Grande-PB. 1992
- AZEVEDO, A. B. A Laterita Acreana Utilizada como Agregado Graúdo no Concreto - Seminário Sobre o Controle da Resistência do Concreto, IBC - Instituto Brasileiro do Concreto. 1983
- BARBOSA, N. P. & CHAGAS FILHO, M. B. Recherche Sur Beton Avec Granulat Lateritique. (Research on Concrete With Lateritique Agregate), The 3<sup>rd</sup> International RILEM Conference on Concrete in Hot Climates - Concrete Society - Published by E.S.F.N. Spon, 2-6 Boundary Row - London, 1992, p. 43-52.
- BJORNBERG, A. S. et alii, - Curso de Geologia para Engenheiros - Escola de Engenharia de São Carlos, USP - São Paulo. 1979.
- CEB, Comité Euro-International du Béton. Código Modelo CEB-FIP. 1978.
- CEB, Comité Euro-International du Béton, Boletim de Informações n° 124/125. 1978.
- CEB, Comité Euro-International du Béton, Boletim de Informações n° 139. 1978.
- CEB, Comité Euro-International du Béton, Boletim de Informações n° 143. 1981.

- CEB, Comité Euro-International du Béton, Código Modelo CEB-FIP. 1991.
- CHAGAS FILHO, M. B. Concreções Lateríticas: Propriedades Básicas e Sua Utilização em Vigas Isostáticas Submetidas à Flexão Simples, Tese de Mestrado, UFPB - Campina Grande-PB. 1986.
- CHAGAS FILHO, M. B. Estudo da Deformação, Segurança e Rigidez de Vigas de Concreto Armado Laterítico, Tese do Concurso para Professor Titular, DEC-UFPB - Campina Grande-PB. 1992.
- CHAGAS FILHO, M. B. & PERAZZO BARBOSA, N.: Pesquisa sobre Concreto Laterítico, Resultados Iniciais. XXIV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural - II Simpósio GLARILEM Sobre Tecnologia de Materiais - VIII Simpósio Pan-Americano de Estruturas - Vol. I, p. 219-229, Deptº de Pós-Graduação em Engenharia Civil -UFRGS, Porto Alegre-RS, 29 de junho a 3 de julho, 1987.
- CARDOSO COSTA, C. M. Estudo das Deformações Instantâneas e ao Longo do Tempo em Vigas e Lajes Pré-moldadas de Concreto Armado Convencional e Alternativo, Tese de Mestrado, UFPB, Campina Grande-PB. 1996.
- COSTA, C. R.; LUCENA, F. B.: Utilização de um Solo Laterítico Concrecionado na Fabricação de um Concreto de Cimento Portland, 22ª Reunião Anual de Pavimentação, Maceió-AL, 1987.
- FUSCO, P. B. (1981). Estruturas de Concreto Armado - Solicitações Normais. Ed. Guanabara Dois, Rio de Janeiro. 1981.
- GOBETTI, L. C. W. “et alii”. Análise Experimental das Deformações em Vigas de Concreto Armado, Porto Alegre, UFRGS. 1983.
- GOMES DE SOUZA, A. C. e PINTO, A.C.F. Algumas Considerações sobre a Possibilidade de Utilização de Laterita do Maranhão com Agregado na Composição de Concreto - USP. 1982.
- JERÔNIMO, V. L. Emprego do Agregado Calcário da Grande João Pessoa na Fabricação do Concreto. In: Seminário Regional de Engenharia Civil - “Civil 90”- Recife-PE, 1990.
- LEONHARDT, F. & MONNING, E. Construção de Concreto. Vol. I, Livraria Interciência, Rio de Janeiro. 1977.

- MADU, R. M. The Performance of Lateritic Stones as Concrete Aggregates and Road Chippings, Vol. 13, nº 78, 43 Bordas, Dunod. 1980.
- MARTINS, E.A.C. Estado Comparativo entre Concretos de Cimento Pozolânico Fabricado com Agregados Convencionais e Não-Convencionais, Tese de Mestrado, UFPB - Campina Grande-PB. 1990.
- MOIZINHO, J. C. Influência da Energia Térmica em Propriedades Mecânicas e Físicas de Agregados Lateríticos Utilizados em Concreto Betuminoso. Tese de Mestrado - UFPB - Campina Grande-PB. 1994.
- PERAZZO BARBOSA, N. & CHAGAS FILHO, M. B. Concreto Laterítico Armado. Revista Estrutura, nº 115, Rio de Janeiro, junho de 1996, p. 80-87.
- PERAZZO BARBOSA, N. & CHAGAS FILHO, M. B. (1982). O Concreto Laterítico e seu Emprego em Vigas Estruturais, Vol. I, 30ª Reunião Anual do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, Rio de Janeiro, 8 a 12 de agosto de 1988, p. 208-218.
- PERAZZO BARBOSA, N. & CHAGAS FILHO, M. B. (1990). Análise de Segurança e Flexão de Vigas de Concreto Laterítico Armado. 10º Encontro Nacional de Construção, de 20 a 24 de abril de 1990, Gramado-RS.
- POMPEU NETO, B. B. Um Estudo sobre as Propriedades de Resistência Mecânica do Concreto Laterítico - Tese M.Sc., DEC-UFPB, Campina Grande-PB. 1976.
- PETRUCCI, E.G.R. Concreto de Cimento Portland. 11ª Edição. Rio de Janeiro. Ed. Globo S/A. 1978.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Lateritic Aggregate Used to Fabricate Concrete - Bouletin of Internacional Associate of Engineering Geology, nº 30, Paris. 1984.
- SOUZA, A.C.G.; FERRAZ, C. P. Algumas Considerações sobre Possibilidade de Utilização de Laterita com o Agregado na Composição do Concreto de Cimento Portland. Esc. Eng. São Carlos, USP. 1979.
- SÜSSEKIND, J. C. (1980). Curso de Concreto. Vol. I, Ed. Globo. 1980.