



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
DOUTORADO EM ENGENHARIA DE PROCESSOS

ESTUDO DE AGREGADOS LATERÍTICOS PARA UTILIZAÇÃO EM CONCRETOS ESTRUTURAIS

MILTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO

CAMPINA GRANDE - PB

Novembro de 2005



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
SISTEMOTECA - UFCG
AV. APARECIDA, 1515 - JARDIM TIBÉRIAS - CAMPINA GRANDE - PB

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
SISTEMOTECA - UFCG
AV. APARECIDA, 1515 - JARDIM TIBÉRIAS - CAMPINA GRANDE - PB

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG

C433e Chagas Filho, Milton Bezerra das
2005 Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais. -
Campina Grande, 2005.
167. : il.
Inclui bibliografia.
Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) - Universidade Federal de Campina Grande,
Centro de Ciências e Tecnologia.
Orientadores: Heber Carlos Ferreira e Jefferson Benedictus Libardi Liborio

1. Concreto Laterítico 2. Concreções Lateríticas 3. Silica Ativa 4. Ruptura I. Título

CDU: 634624.4

MILTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO

ESTUDO DE AGREGADOS LATERÍTICOS PARA UTILIZAÇÃO EM CONCRETOS ESTRUTURAIS

Tese apresentada ao Programa de Doutorado em Engenharia de Processos, do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal de Campina Grande, em cumprimento às exigências para obtenção do título de Doutor em Engenharia de Processos.

Área de Concentração: Materiais

Orientadores:

Prof. Dr. Heber Carlos Ferreira (UFCG)

Prof. Dr. Jefferson Benedictus Libardi Liborio (EESC-USP)

Campina Grande - PB

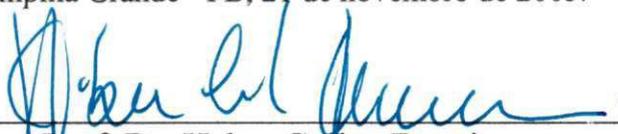
Novembro/2005

MILTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO

**ESTUDO DE AGREGADOS LATERÍTICOS PARA
UTILIZAÇÃO EM CONCRETOS ESTRUTURAIS**

Tese julgada e aprovada para obtenção do título de Doutor em Engenharia de Processos, Área de concentração Materiais, em sua forma final e definitiva, conforme determina as resoluções do Programa de Doutorado em Engenharia de Processos do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal de Campina Grande.

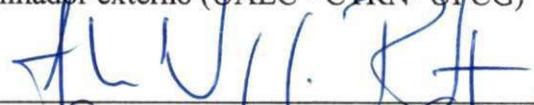
Campina Grande - PB, 21 de novembro de 2005.



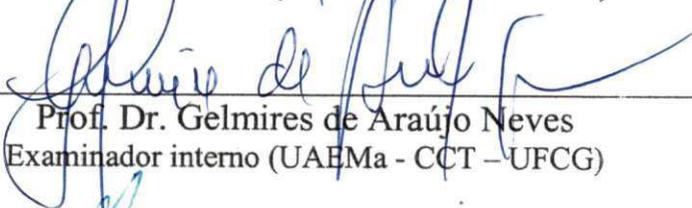
Prof. Dr. Heber Carlos Ferreira
Orientador (UAEMa - CCT - UFCG)



Prof. Ph.D. João Batista Queiroz de Carvalho
Examinador externo (UAEC - CTRN - UFCG)



Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues
Examinador externo (UAEC - CTRN - UFCG)



Prof. Dr. Gelmires de Araújo Neves
Examinador interno (UAEMa - CCT - UFCG)



Prof. Dr. José Wallace Barbosa do Nascimento
Examinador interno (UAEAgr - CTRN - UFCG)

DEDICATÓRIA

- A todos que lidam com a linda ciência da engenharia.

*- Ao meu pai, Milton Bezerra das Chagas (in memoriam)
e à minha mãe, Josefa Mendes das Chagas pela orientação
de vida recebida.*

AGRADECIMENTOS

- *A realização de um trabalho de tese é feita com ajuda de instituições e várias pessoas em muitos momentos e circunstâncias ao longo de anos. Deixo por escrito meus agradecimentos a uns e, carrego no meu coração por toda uma vida a outros que mesmo distantes, com atitudes e palavras de incentivo em momentos decisivos despertaram em mim a energia para a realização.*
- *A Universidade Federal de Campina Grande- UFCG- em várias de suas instâncias e gestores;*
- *Ao Prof. Dr. Jefferson Benedictus Libardi Liborio, pela orientação deste trabalho e a Universidade de São Paulo- U.S.P- E.E. SC- Departamento de Estruturas pela disposição ao laboratório avançado à base de cimento;*
- *Ao Prof. Dr. Heber Carlos Ferreira pela orientação e confiança que me passou;*
- *Ao Prof. Dr. Alúcio Braz de Melo pelas valiosas sugestões na análise do trabalho;*
- *Ao Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues pelas sugestões ao trabalho, ajuda na formatação do texto e incentivo.*
- *Ao Prof. Dr. João Batista Queiroz de Carvalho pelas sugestões, atenção, consideração e amizade;*
- *Ao Prof. Dr. Gelmires de Araújo Neves pelas sugestões na melhoria do trabalho;*
- *Ao Prof. Dr. José Wallace Barbosa do Nascimento pelas contribuições oferecidas e atenção;*
- *Ao Prof. Dr. Normando Perazzo Barbosa pela disponibilidade ao laboratório de materiais da Universidade Federal da Paraíba;*
- *Ao Prof. Ricardo Correia Lima, enquanto Diretor do DER- PB, pelo apoio na obtenção do material laterítico da pesquisa;*

- *Ao Prof. Dr. Djalma Ribeiro da Silva, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte em Natal, pela disposição ao laboratório de microscopia eletrônica de varredura;*
- *Ao Prof. Dr. Olaf Andreas Bakke, do Centro de Engenharia Florestal- UFCG- pelas sugestões ao trabalho;*
- *A Prof^ª Maria Constância Ventura Crispim, pela disposição em ajudar-me neste último período na disciplina Construção de Edifícios;*
- *A Maria José Ferreira da Silva, secretária do DEC, e ao Eng^o William Guimarães Lima pela atenção em vários momentos;*
- *A Fátima, e aos nossos filhos Cristiano Emmanuel, Rodrigo e Caroline, pelo apoio e incentivo em tantos momentos;*
- *Aos meus pais, Milton (in memorian) e Josefa exemplos para mim de dignidade, força e coragem constantes, que me ajudaram em inúmeros momentos difíceis em que a vida me colocou;*
- *A você que no encontro de cada dia impulsiona-me a acreditar na energia imensa que emana da amizade e do amor.*
- *Ao Deus do meu coração que em voz silente me diz sempre que a luz, a vida e o amor nunca se extinguem, e que podem ser eternamente evocados na unidade cósmica em que habitam.*

LISTA DE ABREVIACÕES, SIGLAS E SÍMBOLOS

μ	- Coeficiente de Poisson
α	- Coeficiente que depende do tipo de agregado graúdo utilizado no concreto
ϵ_l	- Deformação longitudinal
σ_{rup}	- Tensão de ruptura
ϵ_t	- Deformação transversal
$\epsilon'_{0,3}$	- Deformação específica correspondente à leitura $l'_{0,3}$
ϵ'_0	- Deformação específica correspondente à leitura l'_0
β	- Parâmetro
ϵ_0	- Deformação específica correspondente à leitura l_0
ϵ_n	- Deformação específica correspondente à tensão σ_n
σ_n	- Tensão considerada para cálculo do módulo de elasticidade secante do concreto
a/agl	- Relação água/aglomerante
a/c	- Fator água/cimento
ABCP	- Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	- American Concrete Institute
ASTM	- American Society for Testing and Materials
B.S	- British Standard
BDI	- Benefícios e despesas indiretas
BG	- Brita granítica
BSE	- Detetor de elétrons retro espelhados
C	- Consumo de cimento
C_2S	- Silicato dicálcico
C_3S	- Silicato tricálcico
C_4AF	- Ferro aluminato tetracálcico
CA	- Concreto armado

CAD	-Concreto de elevado desempenho
CaOH ₂	-Hidróxido da cálcio
CA-PI	-Castelo-Piauí
CAR	-Concreto de alta resistência
CCT	-Centro de Ciências e Tecnologia
CEB	-Comité Euro-International du Béton
CL ⁻	-Ânion cloreto
CLA	-Concreto laterítico com aditivo superplastificante
CLAS	-Concreto laterítico com aditivo superplastificante e sílica ativa
CLR	-Concreto laterítico de referência
CO ₂	-Gás carbônico
CP	-Corpo-de-prova
CSH	-Silicato de cálcio hidratado
CT	-Centro de Tecnologia
CTRN	-Centro de Tecnologia e Recursos Naturais
Cv	-Coeficiente volumétrico
D	-Dimensão
DA	-Departamento de Arquitetura
UAEA _g	-Unidade Acadêmica de Engenharia Agrícola
UAEC	-Unidade Acadêmica de Engenharia Civil
UAEMA	-Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais
DER	-Departamento de Estradas e Rodagens
DIA	-Digital images analysis
DNIT	-Departamento Nacional de Infra-estrutura e Transportes
E	-Módulo de elasticidade
E ₀	-Módulo tangente inicial
EDS	-Espectroscopia por dispersão de energia
EESC	-Escola de Engenharia de São Carlos
ELU	-Estado limite de utilização
E _{sec}	-Módulo de elasticidade secante do concreto
F	-Valor estatístico do teste
f _{cc}	- Resistência à compressão do concreto
f _{cj}	- Resistência à compressão do concreto referente a idade de cura j
f _{cm}	- Resistência média à compressão do concreto

Fe ⁺⁺	-Cátion ferro
Fe ₂ O ₃	.Óxido de ferro
f _{yk}	-Resistência característica do aço à tração
GL	-Grau de liberdade
H	-Hipótese do teste
H ₂ S	-Gás sulfídrico
h _{crit}	- Umidade crítica do agregado miúdo
IBRACON	-Instituto Brasileiro do Concreto
I _{med}	-Inchamento médio do agregado miúdo
j	-Dias de cura do concreto
k	-fator de correção
KOH	-Hidróxido de potássio
m	-Soma das proporções dos agregados graúdo e miúdo
MEV	-Microscopia eletrônica de varredura
Mg ⁺	-cátion magnésio
MO-PA	-Mosqueiro Pará
MRLM	-Modelo de regressão linear múltipla
NaCl	-Cloreto de sódio
NaOH	-Hidróxido de sódio
NBR	-Norma Brasileira
P	-Probabilidade
pH	-Potencial hidrogeniônico
P _{rup}	-Carga de ruptura
P _u	-Carga última
PUNDIT	-Portable ultrasonic non- destructive digital indicating tester
QM	-Quadrado médio
R ²	-Coeficiente de correlação
RILEM	-Recherche International Laboratories Essais Matériaux
RS	-Resistente a sulfato
s	-Deslocamento
sa	-Sílica ativa
SCA	-Sílica de casca de arroz
SE	-Elétrons secundários
SFS	-Sílica de ferro silício

SL-MA	-São Luiz – Maranhão
SO ₂	-Dióxido de enxofre
SO ₄ ²⁻	-Íon sulfato
sp	-Superplastificante
SP-PB	-Sapé- Paraíba
SQ	-Soma dos quadrados
t	-Tempo
TC	-Tempo de cura
TCPO	-Tabelas de composições de preços para orçamento
T _i	-Traço de número i = 1,2...11 , do concreto em estudo
TR	-Traço
UFCG	-Universidade Federal de Campina Grande
UFPB	-Universidade Federal da Paraíba
UFRN	-Universidade Federal do Rio Grande do Norte
UNICEF	-The United Nations Children's Fund
UR	-Umidade relativa
USP	-Universidade de São Paulo
v	-Velocidade do pulso de onda
VGD	-Vida granítica com armadura dupla
VSD	-Viga com armadura dupla com concreções lateríticas da jazida Sapé-PB
WD	-Working distance
τ _b	-Tensão de aderência

RESUMO

Este trabalho tem por objetivo estudar o comportamento do concreto em que se usam concreções lateríticas como agregado graúdo, e com adições de sílica ativa e superplastificante na produção de concretos estruturais duráveis. As concreções lateríticas utilizadas nesta pesquisa, são provenientes da jazida localizada no município de Jacumã-PB. Apresentam-se inicialmente na revisão bibliográfica, alguns tópicos sobre concreto de alto desempenho, concreções lateríticas e concretos com elas executados. A seguir, estudos comparativos entre vigas de concreto convencional de brita de rocha granítica e vigas de concreto laterítico, obtidas com concreções lateríticas como agregado graúdo e apresentados os fenômenos mais evidenciados na deterioração das estruturas de concreto. Para esta atual pesquisa, os agregados lateríticos foram utilizados sem lavagem e, um dos traços, com lavagem inicial. Após os ensaios de caracterização dos materiais, traços de concreto foram dosados nas proporções 1:6,5, 1:5,0 e 1:3,5. A cura dos corpos-de-prova foi em água, e para um dos traços realizou-se cura térmica. As rupturas à compressão simples dos corpos-de-prova foram nas idades de 3, 7, 14, 21 e 28 dias. As determinações do módulo de elasticidade do concreto laterítico foram feitas por ultra-sonografia e, também, através dos ciclos de carregamento apresentando diferenças significativas nos resultados obtidos. Analisou-se a possibilidade de utilização do concreto laterítico em ambientes submetidos a agressividades, segundo os critérios da Norma Brasileira, NBR 6118: 2003. Observou-se que a metodologia usada para a granulometria das concreções lateríticas, promoveu um acentuado ganho de resistência à compressão do concreto laterítico em comparação com valores obtidos em pesquisas anteriores. O uso da sílica ativa nos níveis percentuais escolhidos não promoveu aumento de resistência como esperado.

PALAVRAS-CHAVE: – Sílica ativa – Concreções lateríticas – Concreto laterítico
– Resistência – Ruptura – Durabilidade

ABSTRACT

This work deals with the behavior of lateritic concrete where the traditional gravels were replaced by lateritic concretions and micro-silica and plastificant were also added in production of the hard-wearing structural concrete. The lateritic concretions were collected in borrow pits in the region of Jacumã in Paraíba state. Initially it is presented a review of the literature and several topics related to high performance concrete and its significance, lateritic concretions and lateritic concrete. This is followed by a comparative study between conventional concrete beams using gravel from granite rock and concrete made with lateritic concretions in as large gravels and shown the phenomenon more clear in deterioration of the structural concretes. For this investigation, used two methodologies for the lateritic aggregates, initially wash and processed; no washed. After the characterization tests were done, were prepared concrete mixes in the proportions of 1:6,5, 1:5,0 and 1:3,5. The specimens were put in water, and one of the mixtures the curing were done in heat chamber. The specimens were prepared and submitted to unconfined compressive strength determinations with 3, 7, 14 and 28 days for curing time. The determination of the modulus of elasticity of the lateritic concrete, ultra sonic tests were used as well as loading cycles and showed significant differences for all specimens tested. Were made analysis about possibility of the lateritic concrete were used in environmental submitted the aggressive according to Brazilian standard for concrete, NBR 6118: 2003. It was observed that the methodology used in this investigation for the determination of the grain size distribution for lateritic concretions showed um remarkable gain in unconfined compressive strength. Also, the micro-silica added in the selected levels did not increase the unconfined compressive strength, as it was anticipated.

KEY WORDS: Micro-silica – Lateritic concretions – Lateritic concrete- Strength - Failure- Hard-wearing.

RÉSUMÉ

Ce travail a pour but d'étudier la viabilité de use de concrétions latéritiques en tant que gros agrégé auquel est ajouté la microssilique et superplastifiant dans la production des bétons structures durables. Les concrétions latéritiques sont originaires du gîte situé à la municipalité de Jacumã au Paraíba. On présente d'abord, dans la révision bibliographique, quelques items sur le béton de haute performance, des concrétions lateritiques et des bétons produites avec elles. Ensuite, une étude comparative entre poutres de concrete conventionel de gravier de roches granitiques, et concrete lateritique obtenues à partir de concrecions latéritiques et aussi les phénomènes plus evident dans la deterioration dans la structures de béton. Pour cette recherche, les granulats latéritiques ont été utilisés avec lavage, bénéficiés, et d'autres, sans lavage. Après les essais de caractérisation des matériaux, ont été établi melanges de concrete dans les proportions 1: 6,5 , 1: 5,0 et 1: 3,5, pour la determination de leurs résistances. Les conduites pour hidratação des éprouvettes cylindriques ont été dans l'eau et autre mélange dans une chambre thermique. Las ruptures des eprouvettes cylindriques à compression simple ont été l'âges de 3, 7, 14, 21 et 28 jours pour la determination de leurs résistances. Les determinaisons de module d'elasticité du béton lateritic a été àtravers l'ultrason et aussi des cycles de chargement qui ont présenté des différences importantes pour dans les résultats obtenus. On a observé sur la possibilité de l'utilisation, des bétons latéritiques dans les lieux soumis à agression, selon les criteres proposé au code brasilienne, NBR 6118: 2003. On a observé que la méthodologie employée dans la granulométrie des concrecions latéritiques a promu une importante resistance à compression et que la microssilique dans les niveaux de pourcentages choisi n'a pas promu une augmentation de résistance comme attendu.

MOTS CLES: Microssilique –Concrecions lateritiques – Beton lateritique – Resistance – Rupture – Durabilité.

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - Organização do trabalho	3
1.2 - Objetivos	4
1.2.1 - Objetivo geral	4
1.2.2 - Objetivos específicos	4
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 - Concretos estruturais	5
2.1.1 - Materiais constituintes.....	6
2.1.2 - Concreto de alta resistência CAR / Concreto de alto desempenho – CAD	16
2.1.3 - Materiais escolhidos	20
2.2 - Principais agressividades aos concretos estruturais	30
2.2.1 - Ação da carbonatação	30
2.2.2 - Ação de íons cloreto livre	34
2.2.3 - Vida útil das construções	39
2.2.4 - A NBR 6118:2003 e as considerações sobre durabilidade.....	42
2.2.5 - Estudos sobre durabilidade dos concretos	43
2.3 - Concreções lateríticas.....	48
2.3.1 - Processo de formação	48
2.3.2 - Jazidas de concreções lateríticas	52
2.3.3 - Dificuldades de obtenção de agregados em regiões do Brasil	55
2.3.4 - Possibilidades de uso de concreções lateríticas em concretos estruturais na construção civil.....	58
2.3.5 - Considerações sobre o uso de concreções lateríticas em concretos estruturais para construções rurais e construções de pequeno porte	64
2.3.6 - Técnicas de dopagem de agregados	70
2.3.7 - Argamassas de alto desempenho para concretos com concreções lateríticas	71
2.3.8 - Concretos com agregados dopados	73
3 - MATERIAIS E MÉTODOS	79
3.1 - Introdução	79
3.2 - Metodologia de dosagem utilizada.....	79
3.2.1 - Primeira etapa	79
3.2.2 - Segunda etapa	79
3.2.3 - Terceira etapa	80
3.2.4 - Materiais e metodologias utilizadas para ensaios de caracterização	85
3.2.5 - Caracterização do agregado graúdo	86
3.2.6 - Caracterização do agregado miúdo	88
3.2.7 - Caracterização do cimento Portland	89
3.2.8 - Caracterização do cimento.....	90
3.2.9 - Determinação do melhor teor de argamassa da mistura	91

3.2.10 - Ensaio macroestruturais nos concretos lateríticos	91
3.2.11 - Execução dos traços e moldagem dos corpos-de-prova dos concretos lateríticos	91
3.2.12 - Módulo de elasticidade.....	93
3.2.13 - Determinação do coeficiente de Poisson dos concretos lateríticos	94
3.2.14 - Ensaio microestrutural.....	95
3.2.15 - Análise estatística das resistências através do modelo de regressão linear múltipla - MRLM	96
4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	99
4.1 - Ensaio de caracterização	99
4.1.1 - Agregados graúdos - concreções lateríticas	99
4.1.2 - Agregado miúdo	102
4.1.3 - Aglomerante - CP II Z 32.....	103
4.1.4 - Ensaio de Kantro para determinação do ponto de saturação do superplastificante	105
4.2 - Ensaio tecnológicos	106
4.2.1 - Determinação do melhor teor de argamassa da mistura	106
4.2.2 - Concreto laterítico curado termicamente	110
4.2.3 - Módulo de elasticidade do concreto laterítico	114
4.2.4 - Resistências dos corpos-de-prova	119
4.2.5 - Análise dos resultados das resistências dos corpos-de-prova	121
4.2.6 - Resistência à tração	131
4.3 - Análise de custos do preparo do metro cúbico de concreto	138
4.4 - Ensaio de microscopia eletrônica.....	139
4.5 - Análise estatística	140
4.5.1 - Modelo proposto.....	140
4.5.2 - Procedimento de análise	140
5 - CONCLUSÕES	148
5.1 - Sugestões para futuros trabalhos	150
6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	152
7 - ANEXOS	160
7.1 - Anexo A.....	161
7.2 - Anexo B.....	164

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Idealização das fases observadas em um elemento de concreto armado	5
Figura 2.2 - Vazios na pasta de cimento endurecida	12
Figura 2.3 - Quantidades e tipos de vazios presentes na pasta de cimento Portland	13
Figura 2.4 - Desenvolvimento da microestrutura durante a hidratação do cimento Portland. Fonte: SCRIVENER (1988); TAYLOR (1992), apud MELO (1998).	21
Figura 2.5 - Esquema que retrata a exsudação interna	25
Figura 2.6 - Modelo representativo do comportamento de agregados sem e com a presença de sílica ativa. Fonte: LIBORIO (2005)	26
Figura 2.7 - Caminhos preferenciais de penetração de agentes agressivos. Concretos com alta relação água/cimento e baixa compactidade. Fonte: LIBORIO (2005).	28
Figura 2.8 - Diagramas tensão em função da deformação, para os concretos de alta e média resistência. Fonte: FUSCO (2002).	29
Figura 2.9 - Mecanismo da carbonatação no concreto	31
Figura 2.10 - Avanço do processo de carbonatação. Fonte: CEB (1984)	32
Figura 2.11 - Célula de corrosão em concreto armado. Fonte: PORRERO (1975 apud HELENE, 1986)	35
Figura 2.12 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando como referência a corrosão das armaduras, proposto por TUUTTI (1982) Fonte: HELENE (2004).	39
Figura 2.13 - Resistências de concretos à ação de cloretos em função da idade.	44
Figura 2.14 - Profundidade carbonatada x idade para concretos expostos à carbonatação acelerada - cimento CPV ARI RS. Fonte: SILVA; LIBORIO (2003).	46
Figura 2.15 - Resistência à tração por compressão diametral da composição RS A CS	47
Figura 2.16 - Efeito do conteúdo de óxido de ferro na resistência de agregados lateríticos	51
Figura 2.17 - Mapa mundial mostrando as regiões de ocorrência de solos lateríticos	52
Figura 2.18 - Formação geológica do território brasileiro.	54
Figura 2.19 - Malha rodoviária brasileira.	54
Figura 2.20 - Áreas do Brasil onde afloram predominantemente granitos e gnaisses	56
Figura 2.21 - Tipos de solos encontrados no território brasileiro.	56
Figura 2.22 - Concreções lateríticas da jazida Sapé-PB.	57
Figura 2.23 - Concreções lateríticas da jazida Mosqueiro - PA.	57
Figura 2.24 - Concreções lateríticas da jazida de Jacumã-PB.	58
Figura 2.25 - Cargas em função dos deslocamentos para barras rugosas e lisas nos concretos lateríticos e convencionais. Fonte: CHAGAS FILHO; BARBOSA (1995).	63
Figura 2.26 - Esquemas de carregamento para protótipos ensaiados.	65
Figura 2.27 - Curvas carga em função das flechas para vigas de concreto laterítico e convencional. Fonte: CHAGAS FILHO (1986).	66
Figura 2.28 - Comparação entre flechas das vigas com armadura dupla e vigas sem armaduras de cisalhamento. Fonte: BARBOSA; CHAGAS FILHO (1988).	67
Figura 2.29 - Distribuição das deformações específicas na viga V8-SD - concreto laterítico com armadura dupla. Fonte:	

CHAGAS FILHO (1992).....	67
Figura 2.30 - Distribuição das deformações específicas na viga de concreto convencional com armadura dupla. Fonte: CHAGAS FILHO (1992).....	68
Figura 2.31 - Modelo que retrata a dopagem dos agregados para aumentar aderência e promover reforço.....	71
Figura 2.32 - Variação da absorção de água das concreções lateríticas em função do tempo. Fonte: FUTIDA; LIBORIO (2005).....	72
Figura 2.33 - Ação da aspersão da solução de nitrato de prata sobre o corpo-de-prova de concreto laterítico. Fonte: SILVA; LIBORIO (2005).....	74
Figura 2.34 - Diagrama de dosagem do concreto laterítico com o cimento CP III - 40.....	76
Figura 2.35 - Amostras de concreto laterítico analisadas através de Microscopia Eletrônica de Varredura - MEV. Fonte: FUTIDA; LIBORIO (2005).....	77
Figura 2.36 - Imagens obtidas de concreções lateríticas usando-se microscopia eletrônica de varredura-MEV. Fonte: FUTIDA; LIBORIO (2005).....	78
Figura 3.1 – Fluxograma da pesquisa. Primeira etapa.....	81
Figura 3.2 – Fluxograma da pesquisa. Segunda etapa.....	82
Figura 3.3 - Fluxograma da pesquisa. Terceira etapa.....	83
Figura 3.4 – Avaliação da esfericidade do agregado.....	86
Figura 3.5 – Equipamento para realização do ensaio de Kantro.....	89
Figura 4.1 – Granulometria do agregado miúdo.....	102
Figura 4.2 - Area de espalhamento da pasta em função do tempo com uso do superplastificante.....	104
Figura 4.3 - Area de espalhamento da pasta em função do teor de aditivo.....	104
Figura 4.4 – Temperatura em função do tempo de cura térmica para o concreto laterítico.....	112
Figura 4.5 – Diagramas de tensão em função da deformação para os corpos de prova do plano de carga tipo II.....	115
Figura 4.6 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:5.....	121
Figura 4.7 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:3,5.....	122
Figura 4.8 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:6,5.....	123
Figura 4.9 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:3,5.....	124
Figura 4.10 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:5.....	126
Figura 4.11 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:3,5.....	127
Figura 4.12 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:6,5.....	128
Figura 4.13 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:5,0.....	129
Figura 4.14 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:3,5.....	130
Figura 4.15 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:6,5.....	131
Figura 4.16 – Resistência à compressão versus dias de cura para o traço 1:5,0.....	132
Figura 4.17 – Resistência à compressão versus dias de cura para o traço 1:3,5.....	133
Figura 4.18 – Resistência à compressão versus dias de cura para o traço 1:6,5.....	134
Figura 4.19 - Resistência à compressão simples (MPa) em função consumo de cimento (kg/m ³).....	136
Figura 4.20 - Resistência à compressão simples (MPa) em função consumo de cimento (kg/m ³).....	137
Figura 4.21 - Resistência à compressão simples (MPa) em função consumo de cimento (kg/m ³).....	137
Figura 4.22 - MEV para amostra de concreto laterítico, na interface com o agregado.....	140
Figura 4.23 - Resistência à compressão em função do traço e dos tempos de cura.....	147

Figura 7.1 – Peneiras e amostras de concreções lateríticas, natural e britadas.....	164
Figura 7.2 – Corpos-de-prova, moldes e peneiras utilizadas nos ensaios.....	164
Figura 7.3 – Materiais e equipamentos utilizados nos ensaios.....	165
Figura 7.4 – Corpos-de-prova de concreto laterítico.....	165
Figura 7.5 – PUNDIT utilizado na determinação do módulo de elasticidade.....	166
Figura 7.6 - Amostra de agregado laterítico após a concretagem. MEV com aumento de 22x.....	166
Figura 7.7 - Interface pasta-agregado de amostra de concreto laterítico. MEV com aumento de 1000x.....	167
Figura 7.8 - Interface pasta-agregado de amostra de concreto laterítico. MEV com aumento de 500x.....	167

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Sequência da hidratação da fase C_3S	8
Quadro 2.2 - Classificação das adições minerais para concreto estrutural	15
Quadro 2.3 - Classificação dos diferentes tipos de aditivos.....	17
Quadro 2.4 - Classes de concreto em função da resistência à compressão	18
Quadro 2.5 - Características de textura de agregados	27
Quadro 2.6 - Principais fatores condicionantes da velocidade de penetração da frente de carbonatação KAZMIEERCZAK (1995); apud FIGUEIREDO (2005).....	33
Quadro 2.7 - Classes de agressividade ambiental. Fonte: NBR 6118 (2003)	33
Quadro 2.8 - Quantidade de cloretos livres em relação a diversos teores de C_3A	38
Quadro 2.9 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto,	42
Quadro 2.10 - Classificação das resistências dos concretos frente aos riscos de corrosão das armaduras.....	43
Quadro 2.11 - Classificação da resistência dos concretos frente aos riscos por lixiviação ou por formação de compostos expansivos.	43
Quadro 2.12 - Influência da ação da sílica ativa na resistência à ação de cloretos.....	45
Quadro 2.13 - Características do concreto laterítico para diversas jazidas	61
Quadro 2.14 - Tensão última de aderência-concreto laterítico j=28 dias 1ª série de corpos de prova	62
Quadro 2.15 - Tensão última de aderência – concreto convencional j=28 dias 2ª série de corpos-de-prova.	63
Quadro 2.16 - Penetração de cloretos.	74
Quadro 2.17 - Características de dosagens utilizadas e resultados para o cimento CP ARI PLUS.....	75
Quadro 2.18 - Características de dosagens utilizadas e resultados para o cimento CP III 40 RS.	76
Quadro 3.1 - Dosagens utilizadas nas moldagens dos corpos-de-prova para o concreto laterítico	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tempos de hidratação do cimento em função do tamanho da partícula.....	21
Tabela 2.2 - Grau de hidratação necessário para desconexão de poros, em função da relação água/cimento - ativa	22
Tabela 2.3 – vida útil de projeto recomendada pela norma inglesa.....	41
Tabela 2.4 – Vida útil de projeto recomendado pelas normas européias	41
Tabela 2.5 - Classificação da agressividade ambiental visando a durabilidade do concreto.	41
Tabela 2.6 - Propriedades dos agregados lateríticos.....	59
Tabela 2.7 - Propriedades do agregado de brita de rocha granítica	59
Tabela 2.8 – Momentos fletores teóricos, experimentais e de serviço.....	68
Tabela 4.1 - Determinação da composição ideal entre concreções lateríticas	99
Tabela 4.2 - Ensaio de caracterização das concreções lateríticas	99
Tabela 4.3 - Características físicas do adreado miúdo	101
Tabela 4.4 - Características físicas do cimento Portland CP II Z 32.....	103
Tabela 4.5 - Determinação do teor ótimo de argamassa da mistura	105
Tabela 4.6 - Parâmetros utilizados para moldagem dos diversos traços do concreto laterítico	106
Tabela 4.7 - Parâmetros utilizados para moldagem dos diversos traços de concreto laterítico, sem lavagem dos adreados.	106
Tabela 4.8 - Parâmetros utilizados na moldagem do concreto laterítico, sem lavagem dos agregados.	107
Tabela 4.9 - Parâmetros utilizados na moldagem do concreto laterítico, sem lavagem dos agregados.	107
Tabela 4.10 - Cálculo do teor ideal de argamassa.....	111
Tabela 4.11 – Parâmetros e resultados do ensaio com o traço 1:5cimento CP V ARI RS.....	112
Tabela 4.12 - Deslocamentos longitudinais e transversais no corpo-de-prova CP-3 de concreto laterítico para determinação dos módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson	115
Tabela 4.13 - Módulos de deformação longitudinal inicial e secante e coeficiente de Poisson para o concreto laterítico-Traço 1:5.....	116
Tabela 4.14 - Módulos de elasticidade por ultra-sonografia	117
Tabela 4.15 - Resistências à compressão simples dos corpos-de-prova para traços diversos sem lavagem das concreções lateríticas	120
Tabela 4.16 - Resistência à tração por compressão diametral para o concreto laterítico.....	131
Tabela 4.17 - Relações entre consumo de cimento por metro cúbico de concreto (kg/m^3) e resistência à compressão simples (MPa).....	136
Tabela 4.18 – Análise da significância da regressão para o modelo M_2	141
Tabela 4.19 - Análise de variância para o modelo M_1	142
Tabela 4.20 – Análise da significância da regressão para o modelo M_2	143
Tabela 4.21 - Análise de variância para o modelo M_2	143
Tabela 4.22 – Análise da significância da regressão para o modelo M_2	144
Tabela 4.23 - Análise de variância – Para o modelo M_3	144
Tabela 4.24 – Análise da significância da regressão para o modelo M_2	145

Tabela 4.25 - Análise de variância – Para o modelo M_4	145
Tabela 4.26 – Análise de variância para o modelo não linear	146

CAPITULO 1

1 - INTRODUÇÃO

As políticas habitacionais em todo o mundo, estão na ordem das prioridades em todos os níveis governamentais.

Os custos de construção, elevados pela grande quantidade de insumos que entram no processo construtivo, poderão ser minimizados com conhecimentos científicos de novos materiais que possam participar na cadeia produtiva.

Melfi (1997) cita que, em 1807, na Índia, Buchanan, F. denominou laterita, argilas endurecidas, sem estratificação, extremamente porosas, ricas em cavidades e que possuíam grandes quantidades de ferro na forma de óxidos e hidróxidos de coloração amarelo avermelhada. Com o passar do tempo, o termo teve seu significado profundamente modificado sendo ampliado para solos, formações superficiais, couraças e formações ferruginosas endurecidas.

Os solos lateríticos são típicos de regiões tropicais e subtropicais da terra. No território brasileiro, são encontrados nas regiões identificados como latossolo, podzólico e terra roxa e solos lixiviados sob floresta. No Brasil, existem em grandes extensões. São resultados dos processos de transformação ocorridos nas rochas pelo intemperismo físico e químico. Chuvas abundantes e períodos de estiagem regular 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 formação de (K^+ , Ca^{2+} , Na^{2+} , Mg^{2+} e Si^{4+}), ferro, alumínio e silício, entre outros. Se existe uma boa drenagem estas são carregadas pelas águas das chuvas, havendo concentração de compostos de ferro, alumínio e silício que são mais resistentes ao carregamento, formando um complexo de óxidos e hidróxidos de ferro, alumínio e silício como elementos predominantes. Nestas condições de intenso intemperismo são formadas as concreções lateríticas presentes nesses solos.

Cerca de 40% das terras emersas do globo são recobertas por lateritas. No Brasil, as lateritas recobrem perto de 65% da área total do país, (MELFI, 1997). Apesar da existência

em grande extensão destes solos no nosso país, as jazidas de concreções lateríticas neles existentes são pouco utilizadas para concreto. Isto se deve principalmente a falta de conhecimentos científicos no uso deste material laterítico. Se maior conhecimento houver, poderá ser mais bem utilizado na construção civil. Este conhecimento científico e de uso prático na engenharia, poderá inclusive beneficiar outros países que disponham deste material. Como se sabe, a região amazônica do continente representa 44% do território sul-americano e abrange área de oito países; nela encontram-se concreções lateríticas em grandes quantidades. Uma característica particular e que estimula o uso destas concreções na Região Norte do Brasil, é que existe ausência de brita granítica em grande parte dos 3.869.637 km², 45,5% do território brasileiro. Este insumo passa a contribuir para o aumento do custo de produção de obras, tanto pelo material em si mesmo quanto pelas grandes distâncias de transportes em uma região de alta precipitação e com a presença de rios de grande volume de água, dificultando sobremaneira esta atividade. Este transporte de brita de origem ígnea pode atingir distâncias da ordem de 700 km da jazida ao canteiro de obras. Por vezes, esta substituição do agregado graúdo de brita granítica nas construções naquela região, é feita com seixo rolado, retirado do leito dos rios com meios precários, pela informalidade da atividade, e até com sacrifício de vidas humanas. Este é o cenário que se apresenta à execução de obras em parte da Região Norte do Brasil.

Na região Nordeste do Brasil, com área de 1.561.177 km², 18,3% do território nacional, têm-se disponibilidade de ambos os materiais. O que pode justificar o uso das concreções lateríticas é sua disponibilidade e uma alternativa para barateamento do custo de produção do concreto com elas fabricado, para atender aos 47.693.253 habitantes que nela residem sendo que 50,12% da sua população têm renda familiar de meio salário mínimo, sendo considerada uma das regiões mais pobres do País.

Fonte: <http://www.portalbrasil.com.br>>acesso em: 19 abril. 2005.

A utilização de novos materiais alternativos, só é possível quando vem atrelada a um conhecimento científico e vantagens econômicas. Este binômio gera confiança, modificando hábitos culturais, e pode ao longo do tempo, estimular seu uso. Alguns poucos pesquisadores obtiveram resultados que estimulam o uso de concreções lateríticas como agregado graúdo alternativo para fabricação do concreto. As resistências obtidas foram inferiores àquelas obtidas para o concreto convencional de brita de rocha granítica, mas atendendo condições de segurança em protótipos, vigas e lajes, testados em laboratório (CHAGAS FILHO, 1986; CHAGAS FILHO; BARBOSA, N. P, 1988; COSTA, 1997).

Uma característica marcante das concreções lateríticas quando comparadas com os agregados de rochas ígneas é sua maior porosidade que influencia algumas de suas propriedades mecânicas inclusive a resistência (CHAGAS FILHO, 1986), (CHAGAS FILHO; BARBOSA, P. 1988), (COSTA, 1997).

É de conhecimento geral que o uso de sílica ativa (SA), oriunda dos processos de produção de silício metálico e ligas de Fe-Si, e superplastificante em concretos, podem elevar substancialmente a resistência mecânica, assim como realçar outras propriedades importantes do ponto de vista da durabilidade pela redução substancial do teor de água/cimento. Como as concreções lateríticas possuem alta porosidade, o uso destes aditivos e/ou adições no concreto laterítico poderá resultar numa melhoria da matriz e uma melhor aderência matriz/agregado, além da própria melhoria do agregado, resultando num concreto de boa qualidade.

1.1 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho foi dividido em 5 capítulos.

No capítulo 2 são apresentados estudos sobre os concretos estruturais e as concreções lateríticas, abordando os materiais constituintes, concretos de alta resistência, concretos de alto desempenho e materiais escolhidos. Abordam-se ainda as principais agressividades às quais estão submetidos os concretos estruturais como a ação da carbonatação e a ação de íons cloro livre, além da vida útil das construções e sua durabilidade. Sobre as concreções lateríticas faz-se uma descrição das mesmas, identificação de jazidas, dificuldades encontradas para obtenção de agregados de rocha granítica para utilização em concretos, possibilidades do uso de concreções lateríticas em concretos estruturais e construções de pequeno porte. Apresenta-se ainda estudo sobre concreto laterítico com agregados dopados.

O capítulo 3 trata de materiais e métodos utilizados na pesquisa com agregados graúdos lateríticos na fabricação de concreto. Apresenta a metodologia de dosagem proposta nos diversos traços utilizados, para argamassas e concretos, os métodos utilizados na determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, e procedimentos para ensaios microestruturais. Ao final apresentam-se os procedimentos utilizados para uma análise estatística dos resultados através do Modelo de Regressão Linear Múltipla, MRLM, usando-se o programa computacional Statistica for Windows.

No capítulo 4 apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização e ensaios tecnológicos. Apresentam-se resultados sobre o melhor teor de argamassa, curvas tensão-deformação, módulo de elasticidade, consumos de materiais para os diversos traços,

resistências obtidas com a cura térmica do concreto laterítico e curvas resistências em função dos dias de cura. A partir dos resultados obtidos, discutem-se os conceitos de durabilidade do concreto laterítico em meios agressivos, à luz da nova Norma Brasileira NBR 6118:2003.

O capítulo 5 apresenta as principais conclusões, assim como sugestões para trabalhos futuros.

1.2 - OBJETIVOS

1.2.1 - Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral, estudar o comportamento mecânico do concreto laterítico com adições de sílica ativa e superplastificante na produção de concretos estruturais.

1.2.2 - Objetivos específicos

Estabelecer os procedimentos para processamento das concreções lateríticas em função das possíveis utilizações;

Demonstrar a possibilidade dessa utilização em função de diversas dosagens possíveis de serem realizadas;

Apresentar diversos estudos das características dos concretos produzidos, inclusive demonstrando sua exequibilidade em cura térmica.

CAPÍTULO 2

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta revisão bibliográfica tratar-se-á inicialmente de informações relativas aos materiais constituintes dos concretos estruturais (cimento Portland, agregados miúdos e graúdos, água de amassamento, adições e aditivos), dos concretos de alta resistência, concretos de alto desempenho e materiais escolhidos. Seguem informações sobre as concreções lateríticas, importância e necessidade de utilização de materiais alternativos, concretos com elas executados, estudos e experimentos realizados em protótipos, vigas e lajes, de concreto laterítico e avaliação de seus desempenhos. Mostram-se na seqüência, as principais agressividades aos concretos estruturais, e as considerações sobre durabilidade prescritas pela recentemente aprovada Norma Brasileira NBR 6118:2003, Projeto de estruturas de concreto armado.

2.1 - CONCRETOS ESTRUTURAIS

A figura 2.1 ilustra as fases encontradas em um elemento de concreto armado. Para um melhor entendimento do seu comportamento frente às ações as quais está constantemente submetido, apresentam-se algumas considerações sobre estas fases e elementos que as compõem.

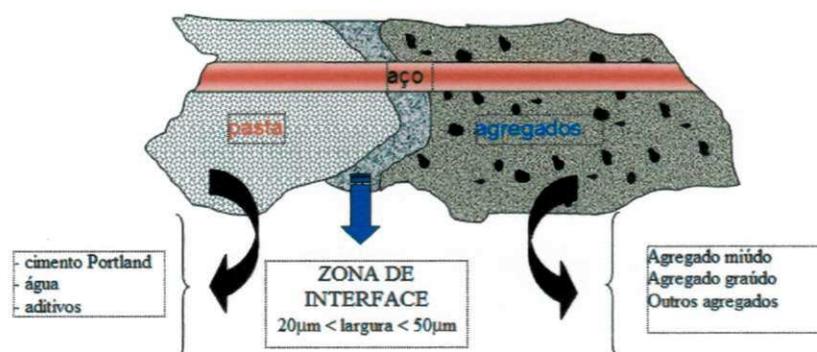


Figura 2.1 - Idealização das fases observadas em um elemento de concreto armado

Fonte: LIBORIO; LORENZETTI; GIANOTTI (2004).

2.1.1 - Materiais constituintes

2.1.1.1 - Cimento Portland comum

O cimento Portland é um pó cinza com partículas angulares de tamanhos da ordem de 1 a 50 μ m. É um aglomerante hidráulico cujo processo de fabricação consiste no aquecimento a altas temperaturas das matérias-primas, calcário e argila, em proporções adequadas, originando o clínquer. O clínquer é moído, e ao final do processo é adicionado um teor mínimo de gipsita cuja função é impedir a pega instantânea. Basicamente, é constituído de cálcio e sílica, e outros minerais que constituem as impurezas. É formado pela mistura íntima das seguintes fases:

- fase silicato, formada pelos silicatos tricálcicos (C_3S) e dicálcico (C_2S), e;
- fase intersticial, formada pela fase aluminato (C_3A) e fase ferrita (C_4AF).

a) Hidratação da fase silicato

Na química do cimento, o termo hidratação refere-se às reações químicas que ocorrem quando um cimento anidro, ou uma de suas fase, é colocado em contato com a água. Essas reações são de natureza complexa, não ocorrendo à hidratação dos seus compostos anidros em seus respectivos compostos hidratados, isto porque suas fases estão intimamente misturadas. Para simplicidade de análise, considera-se que a hidratação de cada composto ocorra de maneira independente dos demais, porém esta hipótese não é atendida plenamente devido à interação entre os compostos.

As fases silicato, C_3S (silicato tricálcico) e C_2S (silicato dicálcico) constituem cerca de 70% a 90% do volume de sólidos de uma pasta de cimento Portland totalmente hidratado e, ao se hidratarem produzem o mesmo composto hidratado, o C-S-H (silicato de cálcio hidratado). Este composto é responsável pelo desenvolvimento de resistência mecânica e durabilidade das argamassas e concretos. Considera-se que a hidratação do C_3S , ocorre em cinco estágios.

Estágio I - Reação inicial. O C_3S começa a reagir imediatamente após o contato com a água em um tempo aproximado de 15 segundos. A reação sendo rápida ocorre uma grande liberação de calor que vai diminuindo, à medida que o C-S-H(m=metaestável) precipita. A razão é que esta fase hidratada inicial é mais solúvel do que o C-S-H(e=estável). Ao redor do grão de C_3S , forma-se uma camada ("outer Shell") de produto hidratado quase impermeável, que impede, parcialmente, o prosseguimento da dissolução, no tempo em que a velocidade da reação diminui sensivelmente (GARTNER e GAIDIS, 1989).

Estágio II - Período de Indução. Este é o período em que ocorrem reações simultâneas.

A velocidade da reação global decresce e a taxa de liberação de calor também. Segundo Scrivener e Wieker (1992) é um período de relativa inatividade que tem duração aproximada de 2 horas, após o contato com a água. Isto explica os motivos pelo quais as argamassas e concretos permanecem no estado plástico por algumas horas.

O C-S-H(m) precipitado inicialmente atua na cinética da reação de hidratação, limitando, mas não impedindo totalmente a sua continuidade. Esta camada hidratada não é completamente impermeável e, por esta razão, o C_3S subjacente ainda pode continuar a dissolver, e com maior rapidez, se porventura houver defeitos próximos à sua superfície. Para Gartner e Gaidis (1989), os íons cloro continuam dissolvendo-se a uma taxa constante, desde o início da precipitação do C-S-H(m). Seqüencialmente, no vazio deixado pela camada externa ("out Shell") é preenchido pelo novo C-S-H formado, designado C-S-H "interno" ("inner Shell").

No final do período de indução, tem início a cristalização do CH e forma-se um novo produto hidratado, o C-S-H(e). O final deste estágio é caracterizado por um rápido aumento da velocidade de hidratação com maior liberação de calor. Considera-se como início de pega.

Estágio III - Período de aceleração. Ao final do estágio de indução produziu-se pouco material hidratado, porém é nesse 3º estágio, com duração entre 4 e 8 horas, que ocorrerá um aumento acentuado de material hidratado. Ocorre também nesse ínterim, um rápido desenvolvimento da quantidade de calor, com valor máximo no final desse estágio. Esse aumento de calor está relacionado à velocidade de crescimento dos cristais de CH e à dissolução do C_3S . No final desse estágio ocorre o fim de pega, iniciando-se a fase de endurecimento.

Estágio IV - Período de desaceleração. A velocidade de reação diminui sensivelmente (duração de 12 a 24 horas), caracterizada pela queda na taxa de desenvolvimento de calor, pois a camada de C-S-H(e) impede a continuidade da hidratação pelo mecanismo, de dissolução-precipitação, passando a ter um novo mecanismo, o de difusão iônica, através da camada de C-S-H(e).

Estágio V - Período de reação lenta e contínua. A reação prossegue lentamente e em velocidade cada vez menor pelo processo de difusão iônica, com taxa de desenvolvimento de calor muito baixa. Os estágios IV e V são aqueles em que ocorrem o aumento da resistência e a diminuição da porosidade regra geral após 1 dia. O quadro 2.1 resume as reações de hidratação do C_3S .

Quadro 2.1 - Seqüência da hidratação da fase C₃S

Período	Estágio da reação	Processos químicos	Comportamento cinético global
Inicial	I. Estágio de Pré-indução	Hidrólise inicial; Formação de íons	Reações muito rápidas e quimicamente controladas
	II. Estágio de Indução	Dissolução continuada; formação inicial de C-S-H	Nucleação lenta e controle por difusão
Intermediário	III. Estágio Aceleração	Crescimento inicial dos compostos hidratados	Reações rápidas e quimicamente controladas
	IV. Estágio de Desaceleração	Crescimento contínuo dos compostos hidratados; desenvolvimento da microestrutura.	Reações moderadas, controladas quimicamente e por difusão.
Final	V. Estágio de Difusão	Densificação gradual da microestrutura	Reações muito lentas e controladas por difusão

Fonte: JAWED; SKALNY (1983); apud CAMARINI (1995).

Na hidratação do $\beta\text{C}_2\text{S}$, observa-se a formação dos mesmos produtos de hidratação que se obtêm pela hidratação do C_3S , no entanto segundo Jawed; Skalny e Young (1983 apud CAMARINI, 1995), as reações e a evolução da microestrutura prosseguem numa velocidade aproximada de 20 vezes menor. Então, como a liberação de calor é muito baixa dificulta o estudo do C_2S por calorimetria. Entretanto, o primeiro pico de taxa de liberação de calor tem semelhança ao do C_3S . Aproximadamente (10-15 segundos), em contato com a água, observa-se a formação de uma camada rica em sílica e a precipitação muito lenta do C-S-H(m). Não se observa supersaturação de CH, desde que seu crescimento para formação de cristais grandes é muito lento, e o segundo pico é muito baixo, tornando-se difícil sua medição.

b) Hidratação da fase Intersticial

Esta fase é constituída pelos aluminatos e ferroaluminatos de cálcio, C_3A e C_4AF , respectivamente, sendo o C_3A mais reativo com a água, exercendo influência significativa nas reações de hidratação. O comportamento do C_3A durante a hidratação, como os outros minerais do clínquer, depende dos mesmos fatores: temperatura, relação água/sólidos, área específica, presença de aditivos entre outros.

Para o cimento Portland é relevante a hidratação do C_3A , na presença de sulfato de

cálcio, substância presente no cimento, quando a partir da moagem do clínquer é adicionado um teor de gipsita para controlar o tempo de pega.

Como a etringita é normalmente encontrada na superfície do C_3A , supõe-se que, inicialmente, forma-se uma camada semipermeável de etringita na superfície dos grãos de C_3A , o que impede a difusão dos íons SiO_4^{2-} , OH^- e Ca^{2+} , diminuindo a reação e resultando num período de indução (Estágio II).

Quando a fase líquida do sistema hidratado torna-se deficiente de íons Ca^{2+} e SO_4^{2-} , resultado do consumo total de gipsita, a camada de etringita se rompe e o C_3A disponível reage com a etringita, transformando-se em monossulfoaluminato hidratado (AFm). Este momento coincide com o segundo pico de liberação do calor (Estágio III). Finalmente, o C_3A remanescente reage com a água e formam-se os novos compostos hidratados.

A hidratação da fase ferrita (C_4AF) ocorre paralelamente do C_3A , com formação de fases análogas à etringita (AFt) e à fase monossulfoaluminato (AFm). As reações são mais lentas do que as do C_3A e desenvolvem menos calor. O C_4AF nunca reage rapidamente e a gipsita retarda mais sua hidratação.

c) Cimentos Portland e suas atuais especificações

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnica ABNT tem-se as seguintes designações para os cimentos nacionais.

Cimento Portland comum (EB1/NBR 5732)

CPI – Cimento Portland comum

CP I S – Cimento Portland comum com adição

Cimento Portland composto (EB 2138/ NBR 11578)

CP II E – Cimento Portland Composto com Escória

CP II Z – Cimento Portland Composto com Pozolana

CP II F – Cimento Portland Composto com Filer

Cimento Portland de alto forno – CP III (EB 208/ NBR 5735)

Cimento Portland pozolânico – CP IV (EB 758/NBR 5736)

Cimento Portland de alta resistência inicial – CP V ARI (EB 2/ NBR 5733)

Cimento Portland de alta resistência a sulfatos – (EB 903/ NBR 5737)

d) Cimento Portland Branco – CPB – Cimentos como o CP VARI Plus e CP VARI RS

São obtidos a partir de dosagens diferenciadas de clínquer e também por uma moagem mais fina do cimento, adquirem maior resistência inicial;

2.1.1.2 - Agregados

Segundo Scrivener (1989 apud SILVA, 2000), a influência dos agregados no concreto começa no momento da mistura. Sua granulometria, forma e textura, definirão a compactidade e o consumo de água para uma dada trabalhabilidade. Com o avanço da hidratação, outras propriedades são importantes, tais como, porosidade, permeabilidade, resistência à tração, estrutura cristalina, coeficiente de expansibilidade térmica, dureza e composição química.

A característica dos agregados está diretamente ligada à sua formação mineralógica. Os agregados miúdos podem ser extraídos em leito de rio, ou ser produzido por moagem artificial. Convencionalmente apresentam partículas que variam de 75 μ m a 4,8 mm. Os agregados artificiais são as argilas ou folhelhos expandidos. No Brasil (NBR 9935/1987) as pedras britadas são consideradas agregados artificiais. Escória de alto forno e cinza volante também o são. As massas unitárias das areias geralmente situam-se entre 1.520kg/m³ e 1.680 kg/m³. Os agregados leves têm massa unitária menor que 1.120kg/m³, enquanto os agregados pesados poderão apresentar massa unitária até 2.220 kg/m³.

Os agregados graúdos raramente são encontrados na forma natural, sendo a maioria deles obtidos por britagem. Metha e Monteiro (1994) citam que o agregado é responsável pela massa unitária, módulo de elasticidade, resistência à tração e à compressão do concreto. Essas propriedades dependem das características do agregado, tais como, densidade, resistência, volume, tamanho e distribuição dos poros.

Nas últimas décadas, reações químicas danosas foram observadas entre agregados e cimentos Portland. Um gel de silicato alcalino tende a absorver água e depois se expande, causando tensões internas, podendo fissurar o concreto. Essa reação expansiva é conhecida como reação álcali-agregado. Não ocorrerá se o cimento Portland contiver menos que 0,6% de Na₂O equivalente.

A carbonatação reduz o efeito da reação álcali-agregado devido à formação de uma camada impermeável de carbonato de cálcio em torno do agregado (SILVA, 2004). A relação entre o tipo de agregado e o processo de carbonatação não é direta; no entanto, algumas características dos agregados condicionam várias propriedades dos concretos, tais como porosidade, massa específica e absorção de água. Um aumento na porosidade provoca uma

difusão de gás, facilitando o avanço da frente de carbonatação. Em concretos densos, ou seja, com massa específica alta esta difusão é menor e, com relação à capacidade de absorção de água, a carbonatação pode tanto ser desfavorecida pelo aumento da umidade impedindo a difusão do gás quanto ser facilitada se a umidade absorvida for suficiente apenas para realização de reações internas.

2.1.1.3 - Pasta de cimento

A pasta de cimento hidratado apresenta diferentes tipos de vazios, que têm grande influência nas propriedades de permeabilidade, resistência mecânica etc. A figura 2.2 apresenta suas dimensões e considerações.

2.1.1.4 - Água de amassamento

A pasta de cimento não tratada é capaz de reter uma grande quantidade de água. Esta água na pasta pode estar presente de várias formas. Sua classificação é feita em função do grau de dificuldade ou de facilidade com que pode ser removida. Nos poros vazios ou parcialmente preenchidos a água na pasta pode existir nos seguintes estados:

Água capilar: esta é água presente nos vazios maiores que 50 Å. Pode ser descrita como o volume de água que está livre da influência das forças de atração exercidas pela superfície sólida. Pode ser dividida em água livre, situada em vazios grandes, com diâmetros maiores que 50 nm (0,05µm), pois que sua remoção não causa qualquer variação de volume e água retida por tensão capilar em capilares pequenos (5 a 50nm) cuja remoção pode causar a retração do sistema.

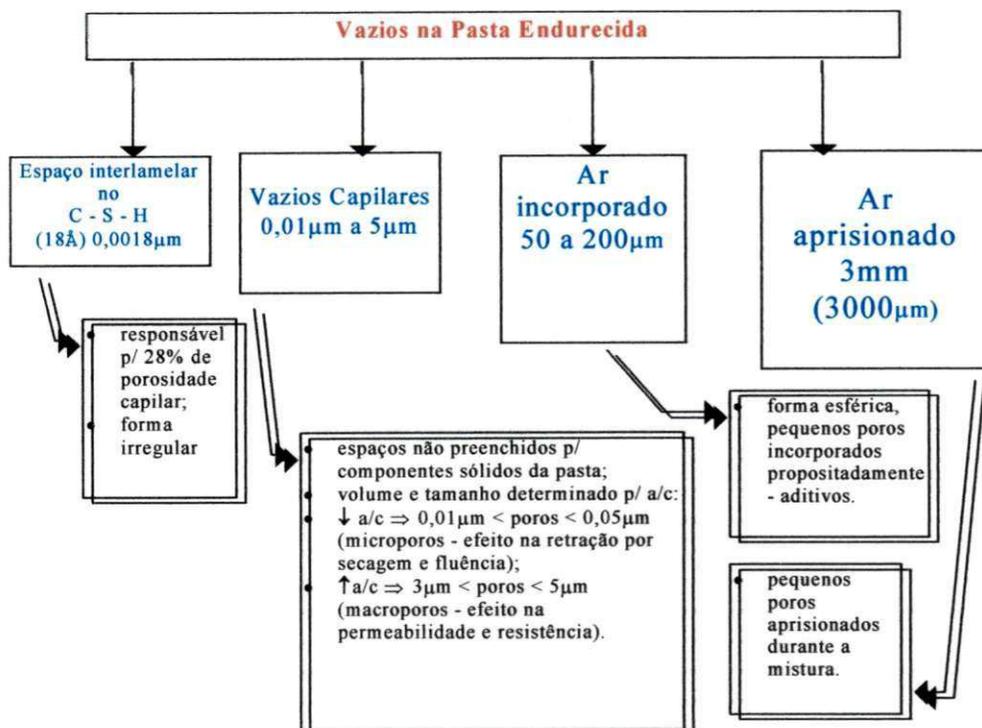


Figura 2.2 - Vazios na pasta de cimento endurecida

Fonte: MELO (2000).

Água adsorvida: é a água que está próxima à superfície do sólido; ou seja, sob influência das forças de atração, as moléculas de água estão fisicamente adsorvidas na superfície dos sólidos na pasta. Esta água pode ser perdida por secagem da pasta a 30% de umidade relativa. Esta perda é responsável principalmente pela retração da pasta na secagem.

Água interlamelar: também conhecida como água de gel, está associada à estrutura do CSH. Esta água é perdida somente por secagem forte, ou seja, abaixo de 11% de umidade relativa. A estrutura do CSH retrai bastante quando esta água é perdida.

Água quimicamente combinada: é conhecida também como água de cristalização é parte integrante da estrutura de vários produtos hidratados do cimento. Esta água não é perdida na secagem; é liberada quando os produtos hidratados são decompostos por aquecimento. A figura 2.3 mostra os vários tipos de vazios presentes na pasta de cimento Portland.

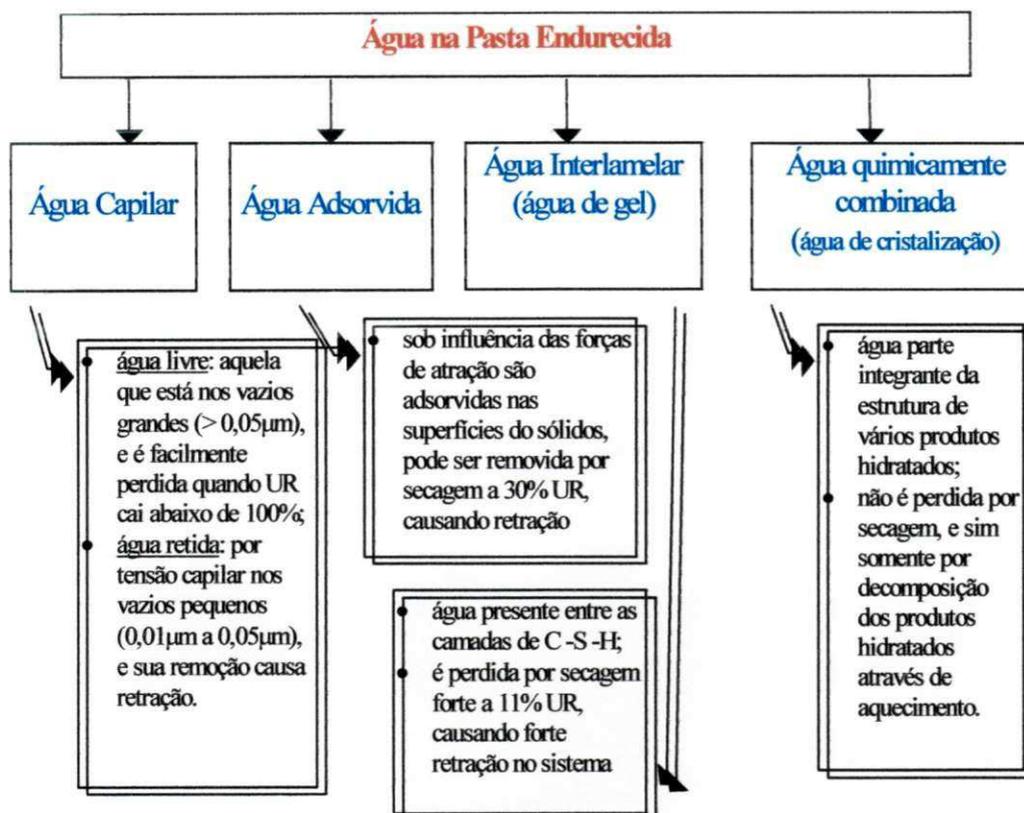


Figura 2.3 - Quantidades e tipos de vazios presentes na pasta de cimento Portland

Fonte: MELO (2000).

2.1.1.5 - Adições

O uso de adições minerais na construção civil é anterior à invenção do cimento, tendo iniciado, conforme Malhotra e Metha (1996, apud DAL MOLIN; D. C. C., 2005), no período de 1500 a.C. na Grécia, onde se adotava um material de origem vulcânica, originado de erupções ocorridas na ilha de Santorini. Essas adições difundiram-se por todo o império romano para execução de várias obras; o monte Vesúvio era a principal fonte das cinzas vulcânicas utilizadas.

Aditivos minerais são materiais silicosos finamente moídos, adicionados ao concreto em quantidades relativamente grandes, geralmente de 20% a 100% da massa de cimento Portland. Segundo Metha e Monteiro (1994) podem-se dividir os aditivos minerais mais importantes em dois grupos.

– Materiais naturais: materiais que tenham sido processados com o único propósito de produzir uma pozolana. O processamento consiste usualmente de britagem, moagem, e classificação por tamanho.

– Subprodutos: materiais que não são produtos primários de suas respectivas indústrias produtoras. Subprodutos industriais podem ou não requerer um processamento qualquer-secagem e pulverização- antes de serem empregados como aditivos minerais.

De todos os materiais pozolânicos naturais apenas as terras diatomáceas não são derivados de rochas ou minerais vulcânicos.

As adições minerais, de acordo com sua ação físico-química, classificam-se em três grupos:

- material pozolânico
- material cimentante
- filer

O material pozolânico definido pela ASTM C 618 (1978) e pela NBR 12653 - 1992, como material silicoso ou sílico-aluminoso que por si só possui pouco ou nenhuma propriedade cimentante, mas, quando finamente dividido e na presença de umidade, reage quimicamente com o hidróxido de cálcio, à temperatura ambiente, para formar compostos com propriedades cimentantes. Exemplos destes são cinza volante com baixo teor de cálcio, pozolana natural, sílica ativa, cinza de casca de arroz e o metacaulim.

O material cimentante não necessita do hidróxido de cálcio presente no cimento Portland para formar produtos cimentantes como o C-S-H. No entanto sua auto-hidratação é normalmente lenta, e a quantidade de produtos cimentantes formados é insuficiente para aplicação do material para fins estruturais. Quando usado como adição ou substituição ao cimento Portland, a presença de hidróxido de cálcio e gipsita acelera sua hidratação. Como exemplo, tem-se a escória granulada de alto forno.

Filer é uma adição mineral finamente dividida sem atividade química, ou seja, sua ação restringe-se a um efeito físico de empacotamento granulométrico e ação como pontos de nucleação para os grãos de cimento. O quadro 2.2 a seguir ilustra estas adições.

Quadro 2.2 - Classificação das adições minerais para concreto estrutural.

Cimentantes	Escória granulada de alto-forno
Cimentantes e pozolânicas	Cinza volante com alto teor de cálcio (CaO<10%)
Superpozolanas	Sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz produzida por combustão controlada.
Pozolanas comuns	Cinza volante com baixo teor de cálcio (CaO<10%), argilas calcinadas e cinzas vulcânicas.
Pozolanas pouco reativas	Escórias de alto forno resfriadas lentamente, cinza de casca de arroz predominantemente cristalina.
Filer	Calcário, pó de quartzo, pó de pedra

Fonte: METHA; MONTEIRO (1994), e RILEM (1998) apud Dal Molin (2005).

2.1.1.6 - Aditivos

De acordo com a NORMA EUROPÉIA - EM 934, (2001), parte 2, apud Dal Molin. D. C. (2005), os aditivos para concreto definem-se como “materiais adicionados ao concreto durante o processo de mistura em uma quantidade não superior a 5% sobre a massa do cimento contido no concreto, para modificar as propriedades da mistura no estado fresco e/ou no estado endurecido”. A ABNT (EB 1763, 1992) os define como produtos que adicionados em pequenas quantidades em concretos de cimento Portland modificam algumas de suas propriedades, no sentido de melhor adequá-las a determinadas condições.

Desde que os aditivos (Quadro 2.3) são substâncias que atuam sobre uma ou várias propriedades dos concretos e argamassas, produzindo modificações de uma delas ou de outras, conceitua-se estas funções em:

- função principal. Considerando-se o critério da norma 1763 (1992) e EM 934 (2001), um aditivo caracteriza-se por produzir uma determinada modificação nas características do concreto ou argamassa. Esta propriedade é a função principal.

- função secundária. É aquela característica modificada em paralelo, independente da função principal.

- efeito secundário. São os efeitos produzidos por outras modificações inevitáveis, de certas propriedades dos concretos ou argamassas, independentemente das modificações das funções principal e secundária.

2.1.2 - Concreto de alta resistência CAR / Concreto de alto desempenho – CAD

Dentro do conhecimento atual pode-se dividir o estudo do concreto nas seguintes classes indicadas no quadro 2.4, em função dos parâmetros: resistência, equipamentos de produção, materiais, diagrama tensão–deformação, diagrama tensões de compressão na flexão simples e tipos de ruptura à compressão.

O termo atual concreto de alto desempenho - CAD ou ainda concreto de elevado desempenho - CED, vem a ser, o que há 45 anos atrás na Noruega chamava-se concreto de alta resistência - CAR.

Porém, o que vem a ser concreto de alta resistência? Segundo Amaral Filho (1992), um dos pioneiros e estimuladores do uso deste concreto no Brasil, a resposta não é tão simples quanto parece.

Os estudiosos divergem sobre como definir. Esse autor definiu, como um concreto de resistência acima do padrão encontrado em um dado local ou época. A mudança do conceito de alta resistência se ampliou para alto desempenho, desde que outras propriedades importantes nas aplicações também estão presentes nestes tipos de concreto, tais como durabilidade, resistência à abrasão, permeabilidade, resistência à ação de agentes agressivos etc.

Outra definição aceitável para o CAD, segundo Aïtcin (1997), é o concreto que possui baixa relação água/aglomerante em torno de 0,20 a 0,40 com uma taxa de aglomerante/agregado otimizada para controlar sua estabilidade dimensional e que recebe uma cura adequada com água.

Quadro 2.3 - Classificação dos diferentes tipos de aditivos

EM 934, Parte 2	Descrição/Características	ABNT	ASTM
Redutores de água/plastificantes	Sem afetar a consistência, permitem uma redução no conteúdo de água de uma determinada mistura de concreto, ou sem afetar o conteúdo de água de uma, aumentam o abatimento/fluidez ou produzem ambos os efeitos simultaneamente.	EB 1763 TIPO P	C 494 Tipo A
Redutores de água de alto desempenho/superplastificantes	Sem afetar a consistência, permitem uma alta redução no conteúdo de água de uma determinada mistura de concreto, ou sem afetar o conteúdo de água, aumentam consideravelmente o abatimento/ fluidez ou produzem ambos os efeitos simultaneamente.	EB 1763 Tipo SP	C 494 Tipo F
Aditivos incorporadores de ar	Permitem a incorporação controlada de uma determinada quantidade de micro bolhas de ar, uniformemente distribuídas, que é incorporada durante a mistura e permanece na matriz após o endurecimento. A incorporação de ar resulta em um concreto com maior resistência a ciclos de gelo/ degelo, reduzindo a pressão interna no concreto congelado.	EB 1763 Tipo IAR	C 260
Aditivos retardadores	Estendem o começo de pega do concreto.	EB 1763 Tipo R	C 494 Tipo B
Aditivos aceleradores	Reduzem o tempo do começo de pega do concreto.	EB 1763 Tipo A	C 494 Tipo C
Aditivos retentores de água	Reduzem a perda de água do concreto através do controle da exsudação.		
Aditivos impermeabilizantes	Reduz a absorção capilar do concreto endurecido		
Aditivos de retardo/Retentores de água/Plastificantes	Produzem efeitos combinados de redução de água/Plastificantes (função primária) e de retardo (função secundária).	EB 1763 Tipo PR	C 494 Tipo D
Redutores de água de alto desempenho/superplastificantes e Retardadores	Produzem efeitos combinados da alta redução de água/superplastificantes (função primária) e de retardo (função secundária).	EB 1763 Tipo SPR	C494 Tipo G
Redutores de água/ plastificantes e Aceleradores	Produzem os efeitos combinados da redução da água/plastificante (função primária) e de aceleração (função secundária)	EB 1763 Tipo PA	C 494 Tipo E

Fonte: MARTIN (2005)

Quadro 2.4 - Classes de concreto em função da resistência à compressão

CLASSE	RESISTÊNCIA À COPRESSÃO (MPa)	EQUIPAMENTOS DE PRODUÇÃO	MATERIAIS	DIAGRAMA TENSÃO - DEFORMAÇÃO $\sigma - \epsilon$	DIAGRAMA DE TENSÕES DE COMPRESSÃO NA FLEXÃO SIMPLES	TIPO DE RUPTURA À COMPRESSÃO
BAIXA	<25	Canteiro comum	<ul style="list-style-type: none"> • cimento portland • areia • agregados comuns 		<p>Retangular (Estádio III)</p>	fratura áspera com agregados intactos
MÉDIA	25-50	Centrais com bom controle tecnológico	<ul style="list-style-type: none"> • cimento portland • areia • agregado comum • superplastificante (com ou sem fumo de sílica ou fly-ash) 		<p>Retangular (Estádio III)</p>	fratura áspera com parte dos agregados rompidos
ALTA	50-90	Centrais com rigoroso controle tecnológico	<ul style="list-style-type: none"> • cimento portland • areia • agregado muito bom • superplastificante • fumo de sílica e baixo teor água/cimento 		<p>Triangular ou trapezoidal</p>	fratura lisa com agregados cisalhados (ruptura frágil)
ULTRA ALTA	90-400	Fábrica de pré-moldados e instalações especiais	<ul style="list-style-type: none"> • cimento portland ou aluminoso • areia de bauxita calcinada • agregado idem ou de ferro • superplastificante • fumo de sílica e baixíssimo teor água/cimento 	diagrama $\sigma - \epsilon$ a determinar em cada caso	a determinar	diferente em cada caso (ruptura totalmente frágil)

Fonte: AMARAL FILHO (1992).

Um fato a se observar, é que não existe ambigüidade nos termos relação água/aglomerante ou relação água/cimento para os CAD segundo o autor retro. Acrescenta que a reatividade do cimento Portland no concreto de alto desempenho é maior que aquela da maioria dos materiais cimentícios suplementares, ou filers, escórias de alto-forno, pozolanas naturais, calcário, cinzas volantes que finamente moídos estão presentes nos chamados cimentos compostos ou que são simplesmente adicionados ao concreto na usina.

No concreto de alto desempenho, o material usado como aglomerante não é somente o cimento, mas também outros produtos com ele combinados que possuem propriedades cimentícias tais como: escória, pozolanas, sílica ativa, cinza de palha de arroz e enchimentos tais como calcário. A combinação destes produtos traz como vantagem a sinergia dos materiais e a economia do concreto de alto desempenho.

René Ferét em 1896 foi quem primeiro apresentou uma parábola como modelo matemático de correlação entre a resistência à compressão e o volume de água mais ar no concreto, Férrari (1968, apud HELENE, 2005). Se a pasta de cimento hidratada aumenta excessivamente sua resistência, como ocorre no CAD, o fator limitante passa a ser o agregado graúdo. Então, nestas condições será útil avaliar o custo de ganho de resistência da pasta através das adições efetuadas e a resistência do próprio agregado. Foi observado que as características mineralógicas do agregado graúdo têm influência sobre a resistência do concreto, mas não se dispõe de uma orientação simples geral para seleção do agregado (AÏTCIN ; METHA, 1990). De Larrard e Malier (1989, apud VANDERLEY e GIONGO, 2001), aponta que o rápido crescimento das resistências é provocado pela proximidade inicial dos grãos de cimento na mistura fresca, assim como a ação da sílica ativa. Já o Comitê 363 do ACI (1992) justifica o fenômeno como provocado pelo alto calor de hidratação gerado pelo maior consumo de cimento.

O percentual ótimo de superplastificante em relação à massa de cimento é feito através do ensaio com o cone de Marsh, que se utiliza também para verificar a fluidez de argamassas. Nele, determina-se o tempo que 800ml de pasta leva para fluir através do cone, com isto tem-se a medida do tempo de fluidez em segundos. Portanto, têm-se o tempo e a fluidez como grandezas inversamente proporcionais. A fluidez da pasta segundo Toralles–Carbonari, Fitte e Gettu (1997) depende também das variáveis, velocidade de amassamento, seqüência e tempo de rotação. O ponto a partir do qual o tempo de fluidez não mais aumenta para uma dada relação superplastificante/cimento, é conhecido como ponto de saturação, e este é tomado como a máxima dosagem de superplastificante. Também, podem dar-se combinações de

cimento-superplastificante que não apresentam um ponto de saturação bem definido, o que indica certa incompatibilidade entre os componentes. O ponto de saturação de um superplastificante pode ser obtido alternativamente pelo ensaio de Kantro.

A redução drástica na água de mistura significa uma redução na distância entre partículas de cimento. Em consequência, obtém-se uma matriz de cimento mais densa do que a do concreto comum e os produtos da hidratação rapidamente se unem. Em virtude dessa matriz de alta densidade e da ligação química criada pelos hidratos, também existente no concreto comum, é possível obter-se alta resistência à compressão. A água da mistura utilizada e que interage química e fisicamente com o cimento permite a obtenção de uma pasta de cimento hidratado com uma porosidade muito baixa no CAD.

É de conhecimento que a resistência à compressão do concreto é inversamente proporcional à relação água/cimento. Durante a hidratação do cimento Portland é consumida uma quantidade de água que corresponde a cerca de 20% da massa de cimento anidro. Porém, na prática, utilizando-se a mistura de 100 partes de cimento com 22 partes de água não se consegue atingir a plena hidratação do cimento.

Considerando-se os cimentos Portland e superfluidificantes disponíveis e de uso corrente, os métodos de mistura e moldagem empregados e os procedimentos de cura, chegou-se a uma relação água/cimento = 0,22. Para valores maiores que 0,22 o efeito produzido é bom, e para valores inferiores que 0,22 o efeito é prejudicial, pois que não se atinge uma matriz de alta densidade (AITCIN; NEVILLE, 1995).

2.1.3 - Materiais escolhidos

A obtenção de um concreto de alto desempenho passa necessariamente pela escolha apropriada dos materiais constituintes, cimento, adições (sílica ativa, sílica de casca de arroz, ou outras adições), aditivos, agregados miúdo e grãos e água, conhecimento de suas propriedades e comportamento frente às ações aplicadas. Helene (2004) faz recomendações quanto aos tipos de cimento adequados ao desempenho requerido para o concreto. Deve-se dar referência a certos tipos de cimento Portland, a adições e a aditivos mais adequados a resistir à agressividade ambiental, em função da natureza dessa agressividade. Do ponto de vista da maior resistência à lixiviação são preferíveis os cimentos com adições do tipo CP III e CPIV; para minimizar os riscos de reações álcali-agregado são preferíveis os cimentos pozolânicos tipo CP IV; para reduzir a profundidade de carbonatação são preferíveis os cimentos tipo CP I e CP V sem adições, e para reduzir a penetração de cloretos são preferíveis

os cimentos com adições tipo CP III e CP IV com adição extra de sílica ativa e cinza de casca de arroz.

Liborio (2005) chama atenção para a relação existente entre a finura do cimento e o grau de hidratação em diferentes tempos. Variações nas dimensões e tempos de hidratação apresentam-se com as seguintes relações ilustradas na tabela 2.1 e figura 2.4.

Tabela 2.1 – Tempos de hidratação do cimento em função do tamanho da partícula

Dimensões em microns(μ)	Tempos de hidratação em dias
0,43 a 0,47	1
1,7 a 2,6	7
3,5 a 5,4	28
6,1 a 8,9	150
>45	Muito difícil de ocorrer hidratação
> 75	Nunca se hidratam

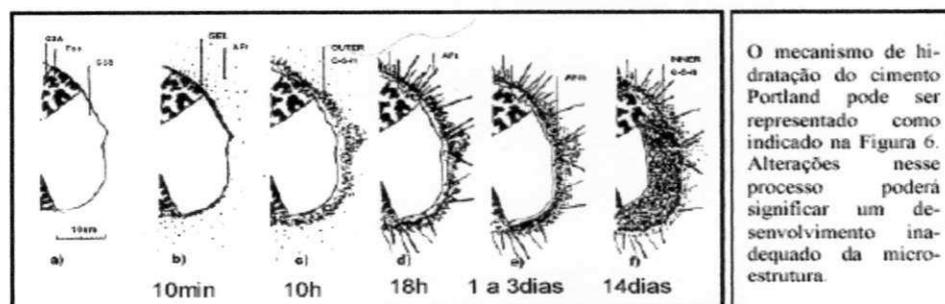


Figura 2.4 - Desenvolvimento da microestrutura durante a hidratação do cimento Portland. Fonte: SCRIVENER (1988); TAYLOR (1992), apud MELO (1998).

O mecanismo de hidratação do cimento Portland é representado segundo Scrivener (1988, apud TAYLOR, 1992) na seqüência de fases indicada.

Seção de um grão polifásico (escala da fase intersticial exagerada);

C3A inicia a sua reação com o sulfato em solução. Forma-se um gel amorfo na superfície e se inicia a formação de bastões curtos (Aft) na interface gel-solução;

Reação do C₃S - conformação de camada externa de C - S - H sobre os bastões de Aft. Forma-se um vazio de 1 μ m entre a superfície do grão e a camada externa (grão de Hadley);

Hidratação secundária de C₃A produzindo bastões longos de Aft. O C-S-H interno

começa a se formar internamente pela continuação de hidratação do C_3S ;

C_3A reage com AFt da camada interna formando placas hexagonais de AFm . A formação do produto interno reduz a separação entre o grão anidro e a camada externa;

Formou-se $C-S-H$ suficiente para preencher o espaço vazio ao redor do grão. A camada externa torna-se fibrosa.

Assim, a ausência da cura compromete a hidratação do cimento tornando o concreto mais poroso. Também pode comprometer o elemento estrutural pela dessecação interna que causa retrações com fissuração visível. Com a cura inadequada também deixam de ocorrer às diversas formações de fases ao longo do tempo citadas por Scrivener e Taylor (1992).

Bentz e Garboczi (1992 apud LIBORIO, 2005), demonstraram a importância da cura, associada à utilização de sílica ativa, na desconexão de poros para produção de concretos duráveis. Na tabela 2.2 apresentam-se os resultados dessa pesquisa.

A tabela 2.2 apresenta o grau de hidratação necessário para desconexão de poros, em função da relação água/cimento e teor de sílica ativa (BENTZ; GARBOCZI, 1992).

Tabela 2.2 - Grau de hidratação necessário para desconexão de poros, em função da relação água/cimento e teor de sílica ativa

Relação a/c	Quantidade de sílica ativa (%)									
	0	2,5	5	7,5	10	12,5	15	20	25	30
0,225	0,31	0,27	0,23	0,22	0,22	0,22	0,21	0,20	0,20	0,19
0,250	0,36	0,32	0,27	0,26	0,26	0,25	0,25	0,24	0,23	0,23
0,275	0,41	0,37	0,32	0,30	0,29	0,29	0,29	0,28	0,27	0,26
0,300	0,46	0,42	0,37	0,33	0,33	0,32	0,32	0,32	0,31	0,30
0,325	0,51	0,47	0,42	0,37	0,37	0,36	0,36	0,35	0,35	0,34
0,350	0,56	0,53	0,47	0,42	0,41	0,40	0,40	0,39	0,38	0,38
0,375	0,61	0,57	0,52	0,47	0,44	0,44	0,44	0,43	0,42	0,41
0,400	0,66	0,62	0,57	0,52	0,48	0,47	0,47	0,47	0,46	0,45
0,425	0,71	0,67	0,62	0,57	0,53	0,51	0,51	0,50	0,50	0,49
0,450	0,76	0,72	0,67	0,62	0,58	0,55	0,55	0,54	0,53	0,53
0,475	0,81	0,77	0,72	0,67	0,63	0,59	0,59	0,58	0,57	0,56
0,500	0,86	0,82	0,77	0,72	0,68	0,63	0,62	0,62	0,61	0,60
0,525	0,91	0,87	0,82	0,77	0,73	0,68	0,66	0,65	0,65	0,64
0,550	0,96	0,92	0,87	0,82	0,78	0,73	0,70	0,69	0,68	0,68
0,600	---	---	0,97	0,92	0,88	0,83	0,78	0,76	0,76	0,75
0,650	---	---	---	---	0,98	0,93	0,88	0,84	0,83	0,82
0,700	---	---	---	---	---	---	0,98	0,91	0,91	0,90

Fonte: BENTZ; GARBOCZI (1992).

A sílica ativa não é um componente essencial do CAD, como geralmente se imagina. Resistências de 60 MPa a 80 MPa foram obtidas sem adição de sílica ativa. Não há vantagem em dispensar o uso de sílica ativa desde que seja disponível e econômica, pois sua utilização simplifica a produção do CAD e facilita a obtenção de resistências à compressão de 60 até 90 MPa.

Porém, para maiores resistências o uso de sílica ativa é essencial o que afeta o custo do concreto. O custo da sílica ativa é 3 a 4 vezes mais que o cimento Portland e seu uso pode representar o dobro do custo do concreto (AÏTCIN ; NEVILLE, 1995).

Mas o que vem a ser a sílica ativa ou ainda o pó de sílica condensado? Ele é uma espécie de gás transformado em pó muito fino pela sua oxidação em contato com o ar. É obtido como um subproduto da indústria siderúrgica, coletado em chaminés de fábricas por filtros especiais. Mais especificamente resulta como subproduto de ligas ferro-silício ou silício-metálico. O silício metálico puro é produzido pela redução do quartzo por camada natural ou vegetal a temperatura de 2.000 °C. O seu processo de formação consiste no seguinte. O silício, ou ferro silício se for acrescentado ferro ao processo, escoam fundido através do fundo do forno. A redução do quartzo não é completa e então se produz Si O₂ em certa região do forno. Parte deste óxido chega à parte superior do forno onde é oxidado pelo ar formando-se SiO₂ que se condensa em partículas muito finas. É a sílica ativa ou fumo de sílica ou pó de sílica condensado, etc., pois recebe nomes diferentes em várias partes do mundo.

Segundo Aïtcin (2000), do ponto de vista físico, as partículas de sílica ativa parecem perfeitamente esféricas, com diâmetros variando de menos de 0,1 µm até 1 µm ou 2 µm, de tal forma que a esfera média de sílica ativa é 100 vezes menor do que a média das partículas de cimento. Sua massa específica é cerca de 2 g/cm³. Sua área específica não pode ser medida da mesma maneira usada para o cimento Portland devido à sua extrema finura, sendo determinada por adsorção de nitrogênio. Os valores típicos relatados estão numa faixa de 15.000 m²/kg a 25.000 m²/kg. Usando a mesma técnica, a área específica de um cimento Portland comum é de aproximadamente 1.500 m²/kg.

As mudanças que ocorrem no concreto com o uso de sílica ativa são devido à extrema reatividade deste componente com o hidróxido de cálcio, Ca(OH)₂, portlandita, produzido na hidratação do cimento Portland, segundo Groves; Richardson (1994 apud AÏTCIN, 2000). Devido a esta reatividade, é possível usar sílica ativa em substituição de pequena parte do cimento Portland na proporção de 1 parte de sílica ativa em lugar de 4 ou 5 partes de cimento

Portland, em massa; usa-se, no máximo 3% a 5% de sílica ativa (HOLLAND; LUTHER, 1987). Com esse procedimento, para concreto com resistência baixa ou média a resistência não é influenciada pela substituição. Desde que com concreto de resistência baixa – menor que 20MPa – e média – entre 20MPa e 40MPa – a relação água/cimento é alta ou média, não é necessário uso de superplastificantes. A sílica ativa também traz como benefícios ao concreto a redução da exsudação e a melhoria da coesão da mistura conforme Neville (1997).

A sílica ativa além do efeito pozolânico também tem uma atuação importante dentro da massa de concreto que é posicionar-se em uma região que é a interface da pasta com o agregado, que apresenta fragilidade. Este é o chamado “efeito de parede”. Causado pela diferença no tamanho do grão entre o agregado e cimento.

Macroscopicamente o concreto apresenta-se como material bifásico onde os agregados graúdo e miúdo estão dispersos em uma matriz de cimento. Os agregados com tamanho e forma variados e a pasta endurecida como meio ligante. O tipo, a quantidade, a forma e a distribuição das fases presentes constituem a estrutura do concreto. Estas fases do concreto não se distribuem homogênicamente, assim em algumas áreas a massa da pasta mostra-se tão densa quanto o agregado, em outras se apresenta altamente porosa quando vista ao microscópio. Tem-se observado que o nível do volume de vazios da pasta decresce com a diminuição do fator água/cimento a/c , ou com a idade crescente de hidratação. Muitos aspectos de comportamento do concreto sob tensão nas vizinhanças dos agregados podem ser explicados quando se considera a interface pasta de cimento-agregado. Esta região peculiar é considerada como a terceira fase, chamada zona de transição.

Devido aos vários processos que ali se desenvolvem é considerada esta zona de transição como uma terceira fase do concreto. Segundo Metha e Monteiro (1999), a espessura desta camada em torno do agregado graúdo situa-se entre 10 a 50 μ m. Regra geral é mais fraca do que os outros dois componentes principais do concreto, resultando numa grande influência no comportamento mecânico do concreto apesar de sua pequena espessura. Soma-se a isto o fato de que cada uma das fases apresenta-se com natureza multifásica. Assim, cada partícula do agregado pode conter vários minerais, micro fissuras e vazios.

O grau de complexidade da estrutura do concreto aumenta porque o material não permanece estável, desde que seus dois constituintes - pasta e agregado- estão sujeitos à modificações com o tempo, umidade ambiente e temperatura. Segundo os autores, esta natureza altamente heterogênea e dinâmica do concreto, explica porque os modelos teóricos de relação estrutura-propriedade, regra geral tão importante na previsão do comportamento de

materiais de engenharia, são de pouco uso no concreto.

Segundo Vivekanandam e Patnaikuni (1997) existe um grande número de estudos disponíveis sobre zona de transição para o concreto normal. Encontraram que a espessura da zona de transição dos concretos de muito alta resistência 100 a 150 MPa, aumenta com a elevação da resistência. Ainda mais que a espessura da zona de transição do concreto com muito alta resistência é muito menor do que àquela do concreto normal. Que a presença da sílica ativa na zona de transição intensifica significativamente a resistência à compressão. Isto porque as partículas de sílica ativa consomem o hidróxido de cálcio, que se encontra presente na zona de transição, tornando-a densa e uniforme.

Para Vieira Silva (2001), o concreto de alto desempenho preparado com 10% de sílica ativa é impermeável aos íons cloreto. Acrescenta que embora seja observado aumento da resistência dos concretos em função da adição de sílica ativa, a redução da relação água materiais cimentícios, a/mc , é suficiente para aumentar as resistências mecânicas a valores muito maiores que os normalmente alcançados para os concretos comuns, preparados com excesso de água. Afirma Liborio (2005) que resistências de concretos bem elaborados podem atingir 200MPa aos 3 dias e 145 MPa , com idade de 01 dia.

A importância da forma do agregado sobre as propriedades dos concretos está no fato de que partículas com elevada relação entre área superficial e volume necessitam mais água para uma boa trabalhabilidade. Partículas angulosas exigem mais água para uma mesma trabalhabilidade. Assim, para o agregado graúdo as formas equidimensionais são as que se apresentam mais satisfatórias, pois as que se afastam deste formato tendem a acomodarem-se de maneira anisotrópica (alongadas e lamelares). As lamelares por sua vez tendem a influenciar na durabilidade. Isto porque a água de exsudação e as bolhas têm a tendência de acumularem-se sob elas, conforme se indica na figura 2.5.

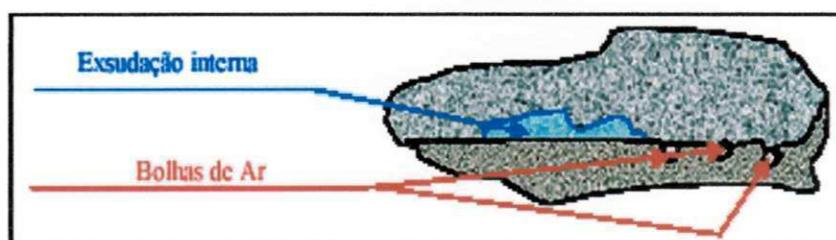


Figura 2.5 - Esquema que retrata a exsudação interna

A situação indesejável mostrada na figura 2.5 pela ação dos esforços externos solicitantes transferidos às partículas do agregado, causa tensões de flexão levando-as à ruptura. Percentuais de partículas alongadas, entre 10% e 15% são indesejáveis à qualidade do concreto. Uma alternativa é melhorar a matriz do material concreto pela adição, por exemplo, de sílica. Embora com isto tenha-se um aumento do custo pelo novo insumo introduzido. A figura 2.6 ilustra os modelos idealizados por Liborio (2005), sem e com a introdução da sílica ativa ao concreto.

Na figura 2.6a, tem-se um modelo para a situação do agregado tal qual uma viga bi-apoiada, pois que a zona de transição entre a pasta e o agregado somados aos efeitos da exsudação interna, reduzem os pontos de transferência de esforços, reduzindo a resistência à flexão.

A Figura 2.6b tenta retratar a condição da inclusão da sílica ativa ao concreto. Pelos efeitos filler e também pozolânico, o agregado fica com seu contorno de transferência de esforços com um maior número de pontos de contato. As tensões de flexão reduzem-se pelas proximidades destes pontos, tal qual o modelo de uma viga contínua sobre vários apoios. As considerações deste modelo feitas por autor retro mencionado, levam ao que chama de uma armação dos agregados, dando-lhes resistência adicional e melhorando o desempenho do concreto com ele produzido.

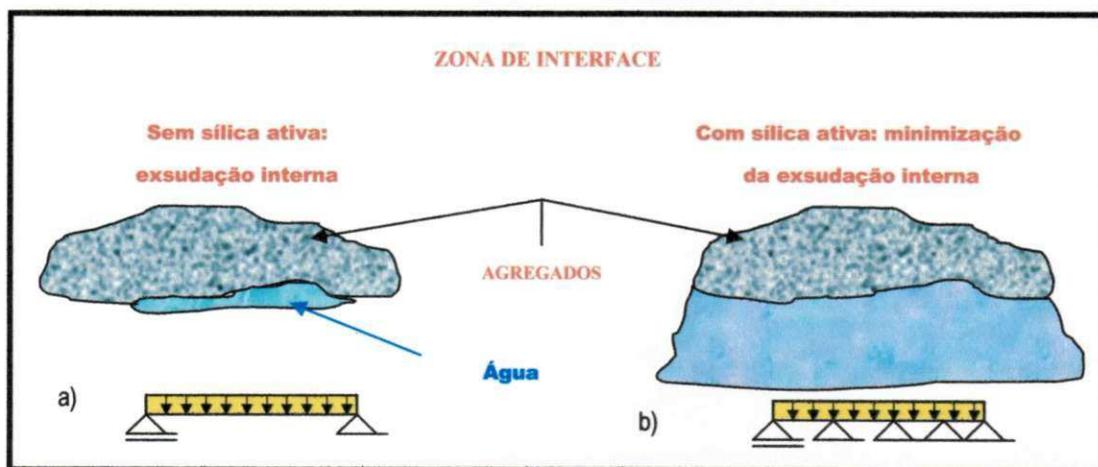


Figura 2.6 - Modelo representativo do comportamento de agregados sem e com a presença de sílica ativa. Fonte: LIBORIO (2005)

O efeito do maior ou menor desempenho de um concreto, também passa pela consideração da textura do agregado que influencia a aderência na interface pasta agregado pela maior ou menor adesividade dos constituintes presentes. Se a aderência não se realiza, o processo de transferência de esforços provoca o desprendimento dos agregados da argamassa. O quadro 2.5, apresenta características de textura de alguns grupos de agregados.

Quadro 2.5 - Características de textura de agregados

Grupos	Textura	Características	Exemplos
1	Vítrea	Fratura conchoidal	Calcedônia, escória vitrificada.
2	Lisa	Erodido por água, ou devido a fratura de cristais finos ou laminares	Seixo, ardósia, mármore, alguns riólitos
3	Granulosa	Fratura mostrando grãos uniformes mais ou menos arredondados	Arenito e oólito
4	Áspera	Fratura áspera de rochas finas ou grosseiramente granuladas com cristais não facilmente visíveis	Basalto, felsito e calcário
5	Cristalina	Com constituintes cristalinos facilmente visíveis	Granito, gabro e gnaisse
6	Alveolar	Com poros e cavidades visíveis	Tijolo, pedra pomes, espuma de escória, clínquer, argila expandida

Com o desprendimento por falta de aderência da matriz cimentícia, os contornos dos agregados passam a funcionar como trilhas por onde penetram as ações deletérias dos gases e sais agressivos atingindo as armaduras e promovendo sua despassivação, diminuindo o pH e acelerando o processo de oxidação, figura 2.7. A eficiência desta adesividade poderá ser melhorada com lavagem ou limpeza das superfícies.

Para os agregados, esta lavagem pode ser feita através de uma dopagem do agregado, que consiste em lavar o agregado, após sua pré-secagem, com uma solução de baixa relação água-cimento, ou com uma solução de sílica ativa, para em seguida utilizar o material na fabricação do concreto melhorando sua aderência e/ou armando-o.

A partição realizada no volume dos agregados torna-os agora mais resistentes pela injeção feita, e a conseqüente diminuição de trilhas de destruição pelos mecanismos de transporte, difusão, permeabilidade, eletro-migração e migração térmica, de substâncias químicas e gases através da massa do concreto, pela redução dos gradientes de concentração de substâncias ou densidades provocadas por diferenças de temperatura.

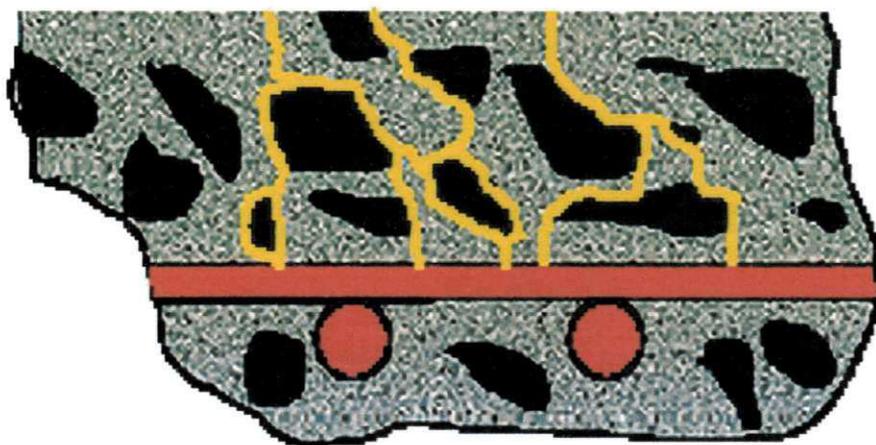


Figura 2.7 - Caminhos preferenciais de penetração de agentes agressivos. Concretos com alta relação água/cimento e baixa compactação. Fonte: LIBORIO (2005).

Para Amaral Filho (1998), a designação de módulo de elasticidade pode e deve ser usada em vez de módulo de deformação, pois acima de f_{ck} 50 MPa os diagramas tensão-deformação tendem a ser retos-triangulares, e a lei de Hooke e hipótese de Navier são integralmente obedecidas.

O módulo de elasticidade E , vai depender quase que exclusivamente do tipo de agregado Sellevold et al. (1982, apud AMARAL FILHO, 1998).

Em São Paulo, quando do uso do granito da localidade de Cantareira, segundo o mesmo autor, o valor de E do concreto com resistência f_{cj} entre 20 MPa e 120 MPa vai variar tão somente de 30 GPa a 38 GPa para 28 dias. É, pois, um erro menor admitir-se para valor de E , um número médio entre 30 GPa e 38 GPa que admiti-lo proporcional tão somente à resistência como algumas normas erradamente indicam. Com agregados de diabásio ou basalto pode-se atingir valores de E acima de 50 GPa para um concreto de 28 dias.

Silva (2000 apud LIBORIO, 2005), encontrou valores de 26,6 GPa e 29,5 GPa para o módulo de elasticidade com o traço 1:6,5, com cimento CII E 32, sem e com o uso de sílica ativa respectivamente. Usando o cimento CP V ARI RS para este mesmo traço atingiu o valor máximo de 33,0 GPa.

Zain, Safiuddin e Muhamud (2000), encontraram valores dos módulos de elasticidade aos 28 dias para a relação água-ligante 0,45 e 0,50, 50,4GPa e 49,8GPa respectivamente.

Os autores atribuem o melhor desempenho exibido, para os corpos-de-prova de 100mm x 200 mm do concreto com fumos de sílica mantidos em água ao invés de cura ao ar, ao fato da necessidade constante da hidratação do cimento. Justificam que segundo Neville (1997), a hidratação do cimento somente acontece quando a pressão de vapor d'água nos capilares é suficientemente alta, aproximadamente 80% da pressão de saturação.

Segundo Amaral Filho (1998), até f_{ck} 50MPa pode-se aceitar o diagrama $\sigma \times \epsilon$ como sendo o clássico, e o Estádio III como sendo o final de ruptura. Neste caso a deformação seria por definição igual a 3,5 ‰. A figura 2.8 ilustra a forma dos diagramas tensão-deformação, segundo ensaios realizados em corpos-de-prova de dimensões 5 cm x 10 cm, em concretos de alta e média resistência, realizados por Fusco (2002).

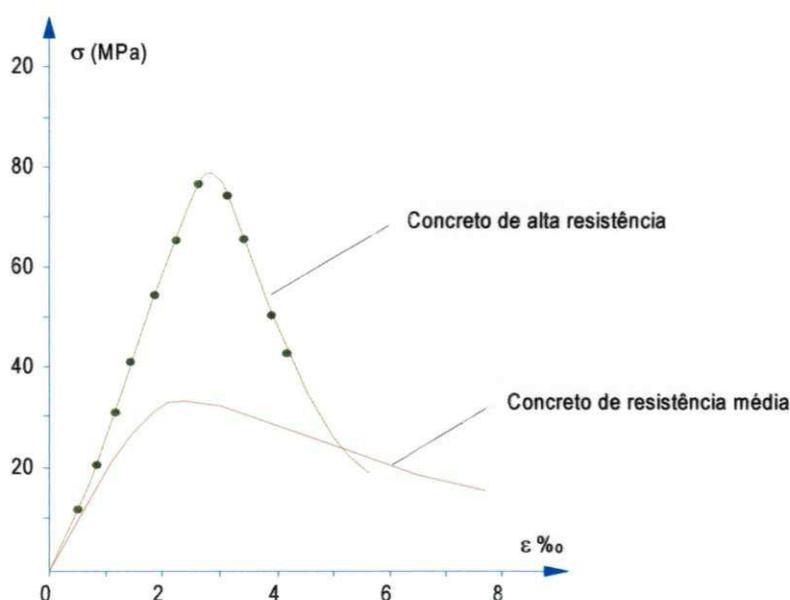


Figura 2.8 - Diagramas tensão em função da deformação, para os concretos de alta e média resistência. Fonte: FUSCO (2002).

Nas classes de alta resistência definidas para valores de f_{ck} entre 50 MPa e 90 MPa, o diagrama tensão em função da deformação é triangular e o estágio de ruptura seria o Estádio II. No final desta classe com $f_{ck} = 90$ MPa, pode-se admitir a deformação máxima como sendo 2,4‰. E neste caso a deformação máxima é igual ao limite da resposta elástica linear. Isto torna o cálculo bem definido e sugere adotar-se sempre a estrutura como sendo subarmada, quer seja ela de concreto armado, protendido ou mista. Os trabalhos de Nilson e Nielsen (1988) mostram estudos deste comportamento do CAD.

2.2 - PRINCIPAIS AGRESSIVIDADES AOS CONCRETOS ESTRUTURAIS

A NBR 6118:2003 no item 5 aborda o conceito de qualidade da estrutura e avaliação de conformidade do projeto. Pode-se entender qualidade como eficácia em satisfazer as expectativas de desempenho. Os requisitos de qualidade das estruturas de concreto são classificados em três grupos pela NBR 6118:2003:

- capacidade resistente adequada. Consiste basicamente na segurança à ruptura. Implica em resistir no todo ou em parte as ações previstas em projeto, sem ruptura e sem perda de equilíbrio;

- bom desempenho em serviço. A estrutura deve ser verificada para evitar fissuração excessiva, deformações abusivas ou incompatíveis com sua finalidade, vibrações indesejáveis;

- durabilidade. Capacidade da estrutura de manter-se em utilização durante o período previsto de vida útil, sem necessidade de reparos adicionais àqueles contidos no manual de manutenção da construção, se mantidas as condições ambientais e de uso estabelecidas quando da elaboração do projeto.

O comitê 201 do ACI (apud METHA e MONTEIRO, 1994), define durabilidade do concreto de cimento Portland como sendo a sua capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração; isto é, o concreto durável conservará sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quando exposto ao seu meio ambiente. Sarja e Vesikari (1996 apud ANDRADE, 2005), entendem durabilidade como a capacidade de um edifício, componente, estrutura ou produto manter um desempenho mínimo em um determinado tempo, sob a influência de agentes agressivos.

Desde que o conceito de durabilidade está associado ao conceito de desempenho, necessário é conceituar desempenho. Para Andrade (2005), desempenho de um material é entendido como seu comportamento relacionado ao uso, que pode ser: desempenho mecânico; acústico; estético; químico; entre outros. Cita ainda que a perda de desempenho do concreto pode não estar associada ao nível estrutural, que é a mais grave desde que se associa à estabilidade da edificação e à segurança dos usuários, mas pode comprometer sob o aspecto do conforto ou sob o ponto de vista visual ou estético.

2.2.1 - Ação da carbonatação

Um dos mecanismos preponderantes de deterioração das estruturas de concreto é a carbonatação. A carbonatação é um processo físico-químico de neutralização da fase líquida

intersticial do concreto, saturada de hidróxido de cálcio e de outros compostos alcalinos hidratados. Os constituintes presentes na atmosfera que podem produzir reações de neutralização do concreto são o gás carbônico (CO_2), o dióxido de enxofre (SO_2) e o gás sulfídrico (H_2S). Esse processo recebe o nome de carbonatação devido à maior incidência do CO_2 nas reações de hidratação, (FIGUEIREDO, 2005). A figura 2.9 ilustra de maneira simples o mecanismo da carbonatação no concreto.

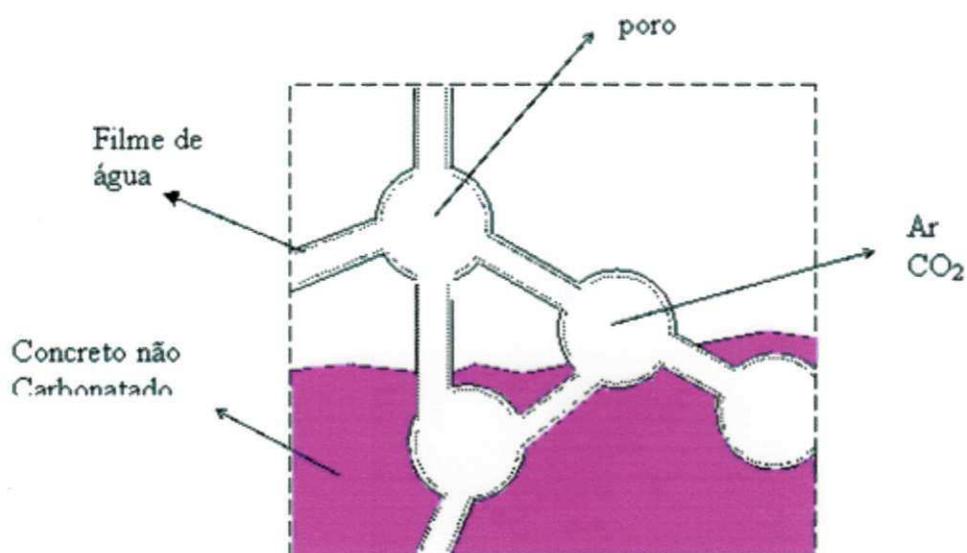


Figura 2.9 – Mecanismo da carbonatação no concreto

Como resultado da carbonatação tem-se a redução do pH do concreto a valores inferiores a 9. Conforme mostram as equações 1 e 2, os compostos hidratados do cimento susceptíveis a carbonatação são o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), o hidróxido de sódio ($\text{Na}(\text{OH})$) e o hidróxido de potássio (KOH), assim como os silicatos alcalinos (SCHRÖDER; SMOLCZYK, 1969, apud FIGUEIREDO, 2005).



A reação se processa inicialmente com a difusão gasosa do CO_2 , que se encontra na atmosfera, na fase aquosa dos poros do concreto, e seqüencialmente a reação química do CO_2 com os elementos alcalinos. A figura 2.10 ilustra esquematicamente o processo de carbonatação, segundo CEB/BI 152 (1984).

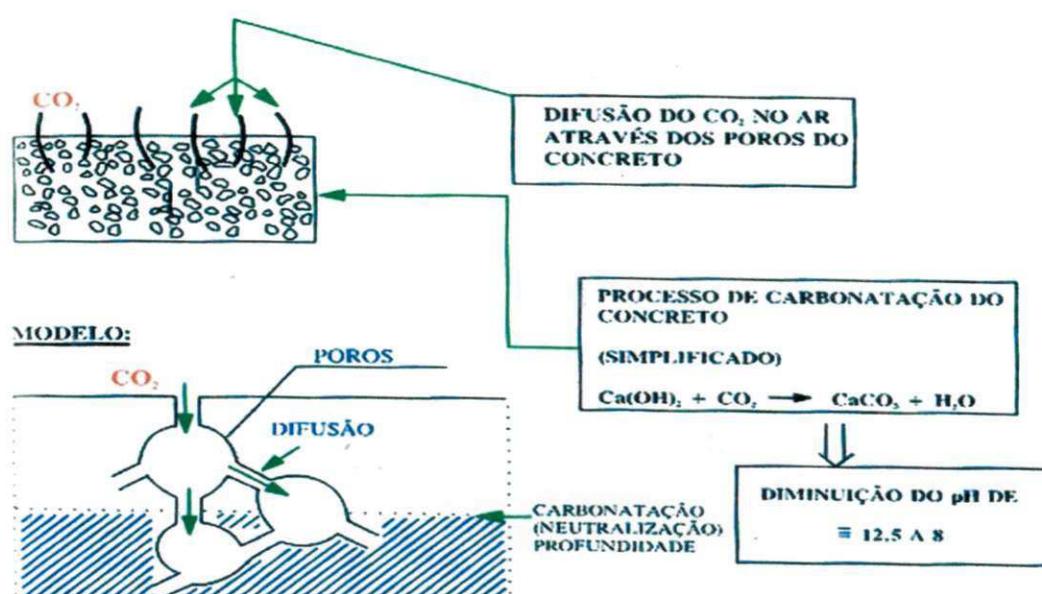


Figura 2.10 – Avanço do processo de carbonatação. Fonte: CEB (1984)

a) Fatores que influenciam na velocidade e profundidade de carbonatação

Os fatores influentes na velocidade e profundidade de carbonatação relacionam-se ao meio ambiente e características finais do concreto endurecido, conforme ilustra o quadro 2.6.

Segundo a NBR 6118:2003, 6.4.1, a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto. Para os projetos de estruturas correntes, a classificação da agressividade ambiental é feita segundo os critérios apresentados no quadro 2.7.

Quadro 2.6 - Principais fatores condicionantes da velocidade de penetração da frente de carbonatação KAZMIEERCZAK (1995); apud FIGUEIREDO (2005)

	Fatores condicionantes	Características influenciadas
Condições de exposição	Concentração de CO ₂ Umidade relativa do ar Temperatura	Mecanismo físico-químico Velocidade de carbonatação Grau de saturação dos poros Velocidade de carbonatação Velocidade de carbonatação
Características do concreto	Composição química do cimento Características do clínquer Teor de adições Traço Qualidade da execução -Defeitos -Cuidados com a cura	Porosidade da pasta carbonatada Reserva alcalina Porosidade Porosidade Grau de hidratação

Quadro 2.7 - Classes de agressividade ambiental. Fonte: NBR 6118 (2003)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana1),2)	Pequeno
III	Forte	Marinha 1),2)	Grande
		Industrial 1),2)	
IV	Muito forte	Industrial 1),3)	Elevado
		Respingos de maré	

1)Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais ou conjuntos comerciais ou ambientes ou concretos revestidos com argamassa e pintura).

2)Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

3)Ambientes quimicamente agressivos, tanques, indústrias, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazém de fertilizantes, indústrias químicas.

A indicação da presença de áreas carbonatadas é feita através dos ensaios de difração de raios-X, análise térmica diferencial (ensaios qualitativos) e termogravimétrica (análise quantitativa), onde se mostra a presença de calcita ou aragonita ou sua decomposição pelo calor. Também, por observação microscópica, pode-se mostrar a existência de cristais de CaCO₃, nas suas variedades. Porém segundo Bucher (1989 apud ANDRADE, 2005) o procedimento mais usual no meio técnico é através dos indicadores de pH a base de fenolftaleína ou timolftaleína.

2.2.2 - Ação de íons cloro livre

2.2.2.1 - Mecanismos da corrosão de armaduras

Corrosão é a interação destrutiva de um material com o ambiente, seja por reação química, ou eletroquímica. Os dois processos de corrosão que atuam sobre as estruturas de aço para concreto armado são oxidação e corrosão propriamente dita.

Na oxidação existe o ataque provocado por uma reação gás-metal, com formação de uma película de óxido. Este tipo de corrosão é extremamente lento à temperatura ambiente e não provoca deterioração substancial das superfícies metálicas, exceto se existirem gases extremamente agressivos na atmosfera. (WEXLER; WOLYNEC, 1976, apud HELENE, 1986).

Na corrosão propriamente dita, entende-se o ataque de natureza preponderantemente eletroquímica que ocorre em meio aquoso. Surge quando se forma uma película de eletrólito sobre a superfície dos fios ou barras de aço. Aparece devido a presença de umidade no concreto, ou raramente em estufas sobre a ação de temperaturas elevadas ($>80^{\circ}\text{C}$) e em ambientes de baixa umidade relativa ($\text{U.R.} < 50\%$). Também é esta a corrosão que atua sobre as armaduras antes de seu emprego quando ainda no canteiro de obras.

2.2.2.2 - Corrosão em meio aquoso

O mecanismo de corrosão do aço no concreto é eletroquímico, tal qual a maioria das reações corrosivas em presença de água ou ambiente úmido ($\text{U.R.} > 60\%$). Rüsç (1975) cita que esta corrosão conduz à formação de óxidos/hidróxidos de ferro, produtos de corrosão avermelhados, pulverulentos e porosos, denominados ferrugem, e só ocorre nas seguintes condições:

- deve existir um eletrólito;
- deve existir uma diferença de potencial;
- deve existir oxigênio; e
- podem existir agentes agressivos.

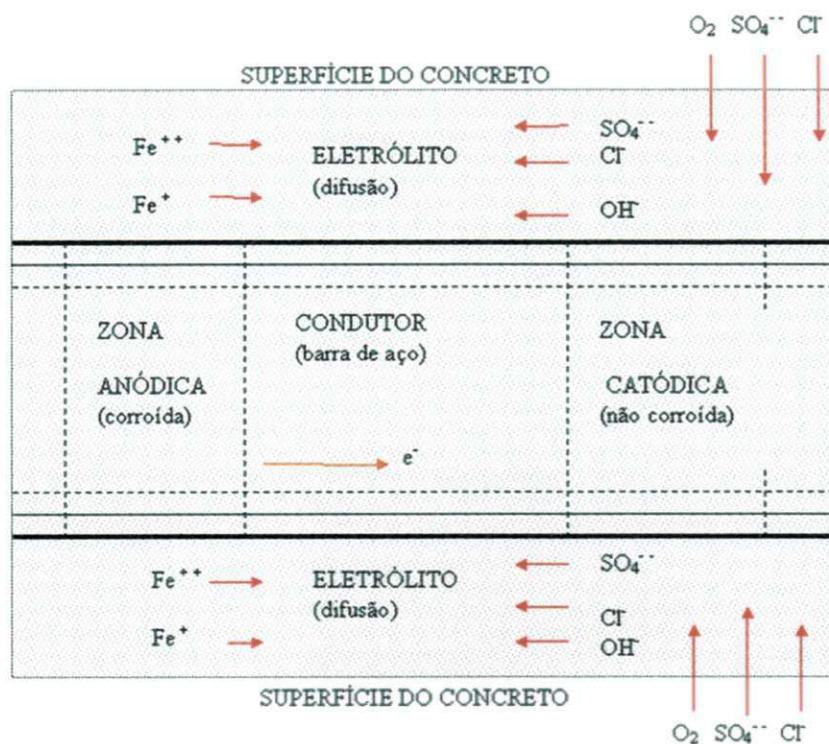


Figura 2.11 - Célula de corrosão em concreto armado. Fonte: PORRERO (1975 apud HELENE, 1986)

Porrero (1975 apud HELENE, 1986), no modelo mostrado na figura. 2.11 explica como a célula de corrosão ou pilha pode ocorrer. Existe um anodo, um catodo, um condutor metálico e um eletrólito. A indução de uma diferença de potencial entre as zonas anódicas e catódicas gera uma corrente elétrica. A corrosão surge em função da magnitude desta corrente e do acesso de oxigênio. A presença da água no concreto e certos produtos de hidratação do cimento como, a portlandita $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (hidróxido de cálcio), que é solúvel em água, também formam nos poros e capilares uma solução saturada que constitui um bom eletrólito. Helene (1986) cita que para uma temperatura de 25°C , têm-se os seguintes teores de umidade de equilíbrio no concreto normal em relação à umidade relativa do ambiente:

- para U.R. = 40% → teor de umidade de equilíbrio $\approx 3\%$ (≈ 70 litros de água/ m^3);
- para U.R. = 65% → teor de umidade de equilíbrio $\approx 4\%$ (≈ 95 litros de água/ m^3);
- para U.R. = 95% → teor de umidade de equilíbrio $\approx 8\%$ (≈ 190 litros de água/ m^3).

Então sempre existe a presença de água no concreto, conseqüentemente esta poderá sempre se constituir em um eletrólito.

Ao se submergir uma barra de aço em uma solução, parte dos átomos do ferro tende a

passar à mesma, transformando-se em cátions ferro (Fe^{++}), com carga elétrica positiva, deixando a armadura com carga negativa e criando-se o que se conhece como potencial de equilíbrio ou reversível. Se no meio existe reagentes capazes de sofrer redução, combinar com o elétron liberado na reação de formação do íon ferroso pode formar-se uma pilha ou célula de corrosão eletroquímica. A diferença de potencial pode surgir entre dois pontos da barra seja por diferença de umidade, aeração, concentração salina, tensão no concreto e no aço que ocasionam a formação de pilhas conectadas em série. Na maioria das vezes podem, formar-se micro pilhas, que podem alternar a posição dos pólos, ocasionando a corrosão generalizada (VERBECK, 1975, apud HELENE, 1986; CASCUDO, 2005).

O mecanismo eletroquímico de corrosão do aço no concreto, ilustrado na Figura 2.19 pode ser estabelecido através das reações:

Nas zonas anódicas (corroídas), o ferro perde elétrons, ocasionando as reações de dissolução do metal (oxidação):



Nas zonas catódicas (não-corroídas), em meios neutros e aerados, ocorrem as reações de redução de oxigênio:



Em seguida os íons Fe^{2+} migram pelo eletrólito em direção ao cátodo e os íons hidroxila (OH^-) migram em direção ao ânodo. Numa região intermediária eles se encontram e precipita-se o hidróxido ferroso, produto de cor marrom e fracamente solúvel, segundo a reação:



2.2.2.3 - Ação de agentes agressivos

A corrosão pode ser acelerada por agentes agressivos contidos ou absorvidos pelo concreto. A exemplo dos íons sulfetos (S^{--}), íons cloretos (Cl^-), o dióxido de carbono

(CO₂), os nitritos (NO₃⁻), o gás sulfídrico (H₂S), o cátion amônio (NH₄⁺), os óxidos de enxofre (SO₂, SO₃), fuligem etc. Os agentes agressivos não permitem a formação ou quebram a película já existente de passivação do aço, acelerando a corrosão.

Íon cloreto (Cl⁻)

Segundo Figueiredo (2005), os íons cloretos chegam até o concreto através das seguintes formas:

- Uso de aceleradores de pega que contêm CaCl₂;
- Na forma de impureza indesejada pelos agregados (areia e brita) e água de amassamento;
- Atmosfera marinha (maresia);
- Água do mar (estruturas “off-shore”);
- Uso de sais de degelo;
- Processos industriais (etapa de branqueamento de indústrias de celulose e papel, por exemplo).

São encontrados no interior do concreto nas formas

- Quimicamente combinados (cloroaluminatos);
- Fisicamente adsorvidos na superfície dos poros capilares
- Livres na solução dos poros do concreto.

A reação se processa segundo a expressão:



Desde que essa reação continua sem consumir o ânion cloreto, pequenas quantidades dele podem ser responsáveis por grandes corrosões (RÜSCH 1975, apud HELENE 1986).

Os fatores que influenciam a penetração de íons cloreto no concreto são os mesmos envolvidos na penetração do CO₂. Porém, nem sempre influenciam da mesma maneira. Um deles é a composição, tipo e quantidade de cimento.

A quantidade de C₃A do cimento determina a capacidade de combinação com os íons

cloreto (BAKKER, 1988, apud FIGUEIREDO, 2005). Cimento com baixos teores de aluminato tricálcico possuem pouca capacidade de imobilizar os íons cloreto, através da formação de um sal complexo e insolúvel, o cloroaluminato de cálcio hidratado (Sal de Friedel), que reduz a concentração de íons livres na solução aquosa dos poros do concreto (PAGE et al., 1986 apud FIGUEIREDO, 2005), cita dados de Rasheeduzzafar et al. (1990) em que trabalhando com cimentos com diversos teores de C_3A aqueles com maiores teores apresentaram melhores desempenho a ação dos cloretos que os de menores teores. Os dados são ilustrados no quadro 2.8.

Quadro 2.8 - Quantidade de cloretos livres em relação a diversos teores de C_3A

Teor de C_3A (%)	% de cloretos livres	Acréscimo de tempo para iniciar a corrosão
2,0	86,0	Referência
9,0	58,0	1,75 vezes
11,0	51,0	1,93 vezes
14,0	33,0	2,45 vezes

Fonte: RASHEEDUZZAFAR et al.(1990), apud FIGUEIREDO (2005).

Experimentos realizados por Zhang e Gjorv (1991 apud FIGUEIREDO, 2005), mostraram que a introdução de sílica ativa em pastas de cimento reduziu a difusibilidade de íons cloreto. Os autores associaram este desempenho à diminuição da porosidade total e a distribuição dos poros de argamassa com sílica ativa. Page et al. (1986) encontraram que a adição de escória e cinza volante levava a uma diminuição da difusibilidade dos cloretos em relação ao cimento Portland puro e que um cimento resistente a sulfatos (com baixo teor de C_3A) apresentava um significativo aumento de difusão.

Assim, cimentos com adições comportam-se de maneira distinta em relação à carbonatação e à ação de cloretos. Enquanto na carbonatação parece não retardar o ingresso do CO_2 , na resistência à ação de cloretos elas o fazem, segundo Figueiredo (2005).

Também a relação água/cimento, o adensamento e cura do concreto têm influência na resistência à ação de penetração de íons cloreto. Gjorv e Venenesland (1979 apud FIGUEIREDO, 2005), estudando a difusão de íons cloreto em concretos de diferentes relações água/cimento e diferentes tipos de cimento, verificaram que para curtos períodos de exposição, o efeito da relação água/cimento limitou-se à camada superficial do concreto. Em períodos longos de exposição o tipo de cimento apresentou uma maior influência sobre a profundidade de penetração dos cloretos que a relação água/cimento.

Outro fator que influencia a penetração de íons cloreto é o grau de saturação dos poros. As condições ambientais influenciam de maneira distinta o fenômeno da penetração do CO₂ e dos íons cloreto no concreto. A condição ótima para a difusão do dióxido de carbono CO₂ carbonatar as partes internas do concreto, é quando os poros encontram-se parcialmente saturados. Para o transporte dos íons cloreto é necessário a presença de água. Se a água encontra-se estagnada, a penetração é feita através do mecanismo de difusão. Outra maneira de penetração dos íons cloreto é por sucção capilar da água que os contém. Esta situação é a que ocorre em estruturas submetidas a ciclos de molhagem e secagem. Estruturas executadas em maré apresentam este tipo de ação solicitante. A profundidade que pode atingir os íons cloreto é função dos períodos de secagem e umedecimento e da permeabilidade da superfície de concreto (BARKER, 1988, apud FIGUEREDO, 2005).

2.2.3 - Vida útil das construções

Vida útil residual corresponde ao tempo decorrido após realização de uma vistoria, até um dos limites que caracterizem as diversas definições de vida útil. A vida útil de projeto vai do desempenho máximo no tempo inicial até o tempo de despassivação da armadura. A vida útil de utilização segue-se a anterior, manifestando a estrutura sinais patológicos como manchas, fissuras, destacamentos, etc. Se não é feita intervenção sobre a mesma o colapso é atingido sendo este tempo total decorrido considerado como vida útil.

O modelo clássico de vida útil das estruturas de concreto foi proposto por Tuutti (1982) e é mostrado na figura 2.12. Helene (1993), tomando como base este modelo, apresenta uma conceituação e definição objetiva de vida útil. Diz que podem ser distinguidas pelo menos três situações e suas correspondentes vidas úteis, apresentadas na figura 2.12, que contempla o fenômeno da corrosão das armaduras por ser o mais freqüente, o mais importante e mais conhecido cientificamente, mas que como modelo conceitual aplica-se a todos os mecanismos de deterioração.

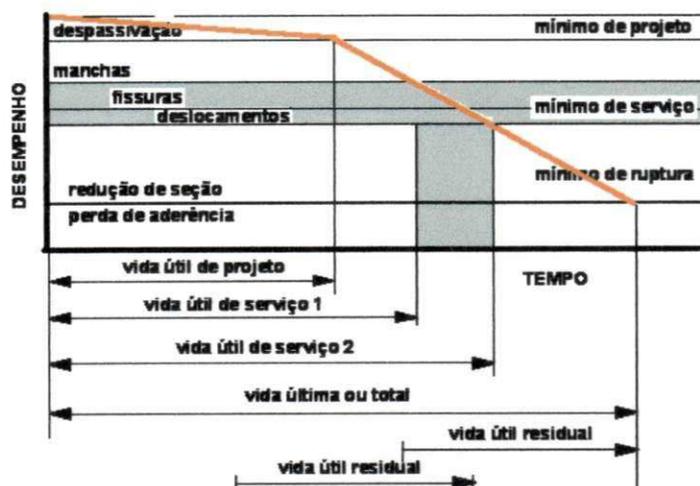


Figura 2.12 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando como referência a corrosão das armaduras, proposto por TUUTTI (1982) Fonte: HELENE (2004).

O conhecido diagrama de Sitter ilustra a variação do tempo em função dos custos de intervenção corretiva nas diversas fases ou etapas do processo construtivo. Nele apresentam-se um custo relativo que aumenta de uma unidade monetária em uma fase de projeto até 125 unidades monetárias numa fase de manutenção corretiva, com o diagnóstico da(s) patologia(s) existente(s), reparos, reforços e proteção de estruturas. Acrescente-se a isto outros transtornos inerentes ao processo.

Em obras de caráter provisório, ou efêmero é tecnicamente recomendável adotar-se vida útil de pelo menos um ano. Para as pontes e outras obras de caráter permanente, poderão ser adotados períodos de 50, 75 ou até mais de 100 anos conforme recomendado pelas normas internacionais, inglesas, BS 754316, apresentada na tabela 2.3, e européias, CEN / EN 206, apresentada na tabela 2.4.

As normas brasileiras, por enquanto, não especificam vida útil de projeto, infelizmente. Em princípio parece estar subentendido 50 anos (HELENE, 2004).

Tabela 2.3 – vida útil de projeto recomendada pela norma inglesa

BS7543, 1992 Guide to Durability of Buildings and Buildings Elements, Products and Components	
vida útil	tipo de estrutura
< 10 anos	temporárias
> 10 anos	substituíveis
> 30 anos	edifícios industriais e reformas
> 60 anos	edifícios novos e reformas de edifícios públicos
> 120 anos	obras de arte e edifícios públicos novos

Tabela 2.4 – Vida útil de projeto recomendado pelas normas européias

Comitê Europeu de Normalização CEN/EN 206, 1994	
vida útil	tipo de estrutura
1 a 5 anos	temporárias
> 25 anos	substituíveis
> 50 anos	edifícios novos
> 100 anos	obras de arte novas

Uma classificação mais rigorosa, com base na concentração de certas substâncias agressivas no ambiente que envolve a estrutura ou suas partes, pode também ser utilizada em casos especiais, recomendando-se os limites orientativos constantes da norma do CETESB L 1.007.

Alternativamente em lugar desta norma e no caso de agressividade ao concreto, um outro critério mais rigoroso pode ser a avaliação através de determinações específicas conforme os valores referenciais propostos pelo CEB/FIP Model Code 1990, apresentados na tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Classificação da agressividade ambiental visando a durabilidade do concreto.

Classe de agressividade	pH	CO ₂ agressivo (mg/l)	Amônia NH ₄ ⁺ (mg/l)	Magnésio Mg ²⁺ (mg/l)	Sulfato SO ₄ ²⁻ (mg/l)	Sólidos dissolvidos (mg/l)
I	>6,0	<20	<100	<150	<400	>150
II	5,9-5,1	20-30	100-150	150-250	400-700	150--50
III	5,0-4,5	30-100	150-250	250-500	700-1500	<50
IV	<4,5	>100	>250	>500	1500	<50

Notas:

1. No caso de solos a análise deve ser feita no extrato aquoso do solo;
2. Água em movimento, temperaturas acima de 30°C, ou solo agressivo muito permeável conduz a um aumento de um grau na classe de agressividade;
3. Ação física superficial tal como abrasão e cavitação aumentam a velocidade de ataque químico.

2.2.4 - A NBR 6118:2003 e as considerações sobre durabilidade

O conceito de vida útil de uma estrutura está intimamente associado ao de durabilidade. A norma NBR 6118:2003 quanto à exigência de durabilidade prescreve que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conservem suas segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil. Acrescenta que sobre vida útil, entende-se o período durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

O CEB (1990) conceitua durabilidade de uma estrutura de concreto prescrevendo que ela deve ser projetada, construída e operada de tal forma que, sob condições ambientais esperadas, ela mantenha sua segurança, funcionalidade e aparência aceitável durante o período de tempo, implícito ou explícito, sem a necessidade de elevados custos de manutenção e reparo.

Segundo a NBR 6118:2003, na falta de ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade prevista em projeto, quanto aos parâmetros mínimos exigidos e a forte correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos estabelecidos no quadro 2.9.

Quadro 2.9 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto,

Fonte: NBR 6118:2003

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Notas: O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655; CA-componentes e elementos estruturais de concreto armado; CP-componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

2.2.5 - Estudos sobre durabilidade dos concretos

Como se observa a partir do conceito de desempenho, associado à durabilidade, a resistência mecânica do concreto é apenas um dos fatores que devem ser considerados em uma estrutura de concreto. A corrosão de armaduras é um dos grandes problemas que atingem as estruturas de concreto armado. A ação dos íons cloreto contribui substancialmente para acelerar este processo de deterioração das estruturas

Os quadros 2.10 e 2.11 apresentam as classificações das resistências dos concretos frente aos riscos de corrosão das armaduras, e aos riscos por lixiviação ou por formação de compostos expansivos respectivamente.

Quadro 2.10 - Classificação das resistências dos concretos frente aos riscos de corrosão das armaduras.

Classe de concreto	Classe de resistência NBR 8953	Máxima relação a/c	Deterioração por carbonatação	Deterioração por Cloretos
			Teor de adições	Teor de adições
Durável	C \geq 50	\leq 0,38	\leq 10% de pozolana, sílica ativa ou escória de alto forno	\geq 20% de pozolana ou sílica ativa, \geq 65% de escória de alto forno
Resistente	C35 C40 C45	\leq 0,50	\leq 10% de pozolana ou sílica ativa, \leq 15% de escória de alto forno	\geq 10% de pozolana ou sílica ativa, \geq 35% de escória de alto forno
Normal	C25 C30	\leq 0,62	Qualquer	Qualquer
Efêmero	C10 C15 C20	Qualquer	Qualquer	Qualquer

Quadro 2.11 - Classificação da resistência dos concretos frente aos riscos por lixiviação ou por formação de compostos expansivos.

Classe de concreto	Classe de resistência NBR 8953	Deterioração por expansão		Deterioração por lixiviação
		Teor de C3A no cimento anidro	Teor de adições	Teor de Adições
Durável	C \geq 50	\leq 5%	\geq 20% de pozolana ou sílica ativa, \geq 65% de escorio de alto forno	\geq 20% de pozolana ou sílica ativa, \geq 65% de
Resistente	C35 C40 C45	\leq 5%	\geq 10% de pozolana ou sílica ativa, \geq 35% de escória de alto forno	\geq 10% de pozolana ou sílica ativa, \geq 35% de escória de alto forno
Normal	C25 C30	\leq 8%	Qualquer	Qualquer
Efêmero	C10 C15 C20	Qualquer	Qualquer	Qualquer

Fonte: HELENE (2004)

Silva e Liborio (2004) realizaram estudos sobre a ação dos íons cloreto no concreto. A principal barreira física ao ingresso de íons cloreto, um dos principais agentes agressivos iniciadores da corrosão, é a camada de cobrimento. Concretos com alta porosidade e permeabilidade ocasionarão maiores frentes de penetração de cloretos e rápida deterioração da armadura.

Com o objetivo de barrar a entrada de agentes agressivos, em especial os íons cloretos, os autores retro mencionados, desenvolveram um concreto com baixa relação água/cimento e adição de sílica ativa, os concretos de alto desempenho. Foram avaliadas as seguintes propriedades: absorção de água por capilaridade, resistência à penetração de íons cloreto, determinação da frente de penetração pelo método colorimétrico, bem como a resistência à compressão axial. O traço estudado foi 1: m = 3,5, com as seguintes variações de materiais: CP V ARI PLUS, CP V ARI RS, sílica de Fe-Si ou silício metálico e sílica oriunda da casca de arroz, além dos agregados graúdo com $D_{máx} \leq 6,3$ mm e miúdo.

Com relação $a/agl=0,35$, adições de 0%, 5% e 10% de sílica ativa (oriunda da produção de silício metálico e a extraída da casca do arroz), consistência de $230\text{mm} \pm 10\text{mm}$, consumos de cimento de 468, 491 e 512 kg/m^3 de concreto, obtiveram concretos cujas resistências à ação dos cloretos são apresentadas no quadro 2.12 e nas figuras 2.13, 2.14, 2.15.

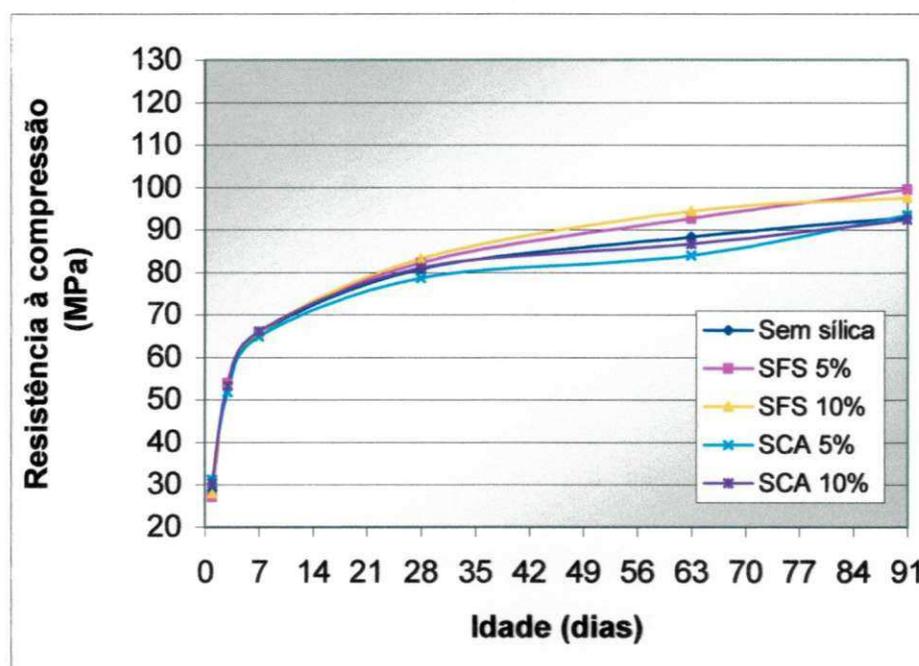


Figura 2.13 - Resistências de concretos à ação de cloretos em função da idade.

Fonte: SILVA; LIBORIO (2003).

Quadro 2.12 - Influência da ação da sílica ativa na resistência à ação de cloretos.

Cimento	Concretos	Frente de penetração (mm)		
		4 ciclos	8 ciclos	20 ciclos
CP V ARI PLUS	Referência	3,6	4,3	6,5
	5% SFS	2,7	3,0	5,2
	10% SFS	2,1	2,2	3,9
	5% SCA	3,1	3,6	6,0
	10% SCA	2,8	2,9	5,1
CP V ARI RS	Referência	3,1	4,4	6,3
	5% SFS	2,5	3,1	4,9
	10% SFS	2,0	2,8	3,4
	5% SCA	2,6	3,8	5,6
	10% SCA	2,6	3,1	5,2

Fonte: SILVA; LIBORIO (2003)

Os autores chegaram à conclusão que ambas as sílicas apresentaram bons resultados nas propriedades analisadas, porém a substituição volumétrica e parcial da SFS pelo cimento, apresentou melhor eficiência, principalmente pela sua granulometria esférica, ocasionando melhor empacotamento das partículas.

O melhor teor de sílica ativa recomendado a ser adicionado em substituição volumétrica ao cimento Portland é o de 10%, o qual apresentou, na maioria das dosagens estudadas, melhor eficiência. E o tipo de cimento, CP V ARI RS, apresentou menores resistências mecânicas nas idades analisadas pela presença de escória, porém maior resistência à penetração de cloretos e maior durabilidade.

Esse último caso demonstra, claramente, que a resistência mecânica não é fator determinante na qualidade do concreto em consideração à durabilidade.

Silva e Liborio (2003) estudaram a ação do dióxido de carbono, CO₂, em corpos-de-prova de argamassas e concretos em ensaios acelerados em câmara de carbonatação. Os traços utilizados foram: concreto 1:1,1:1,4; 1:1,35:1,65 e 1:1,57:1,93, com agregado graúdo com $D_{máx} < 9,5\text{mm}$ e, argamassas 1:2,5, 1:3, 1:3,5, executados com os cimentos CP V ARI Plus e CP V ARI RS com e sem adição de sílica ativa, curados em câmara úmida por sete dias e posteriormente expostos à atmosfera agressiva de gás carbônico por 7, 14, 28, 63 e 91 dias. Como controle, corpos-de-prova semelhantes foram curados ora em câmara úmida, ora ao ar. Em cada período, os corpos-de-prova foram rompidos à tração por compressão diametral, ocasião em que foram realizadas medidas da profundidade de carbonatação aplicando-se

solução de fenolftaleína. Também foram realizados ensaios à compressão axial para determinação da resistência a compressão. Observa-se que para todas as composições de concretos e argamassas estudadas a profundidade de carbonatação é pequena. Analisa-se também, a influência da carbonatação no ganho de resistência mecânica da argamassa, o efeito da adição de sílica ativa e do tipo de cimento no fenômeno de carbonatação.

O estudo da carbonatação foi realizado em corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura em concretos e argamassas estruturais executadas com cimentos Portland CP V ARI Plus e CP V ARI RS, com e sem adição de sílica ativa (SA) de Fe-Si em substituição volumétrica de 10% do volume de cimento Portland.

Alguns resultados são apresentados nas figuras 2.14 e 2.15.

As argamassas com sílica ativa apresentaram maiores profundidades de carbonatação devido à reação pozolânica consumir parte do hidróxido de cálcio, facilitando o avanço da frente de carbonatação. Em todos os traços o valor máximo da profundidade de carbonatação foi 8 mm o que comprova a eficiência dos compostos frente à ação do gás carbônico. O traço 1:3,5, utilizou-se fator $a/agl > 0,45$, pois que a consistência pré- estabelecida não poderia ter sido obtida apenas com adição de superplastificante. A matriz, portanto apresentou-se mais permeável.

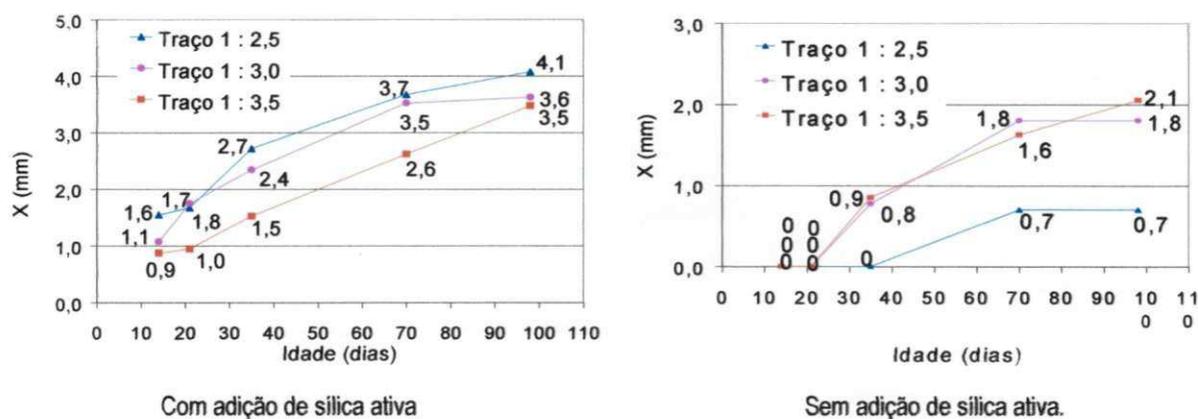


Figura 2.14 - Profundidade carbonatada x idade para concretos expostos à carbonatação acelerada - cimento CPV ARI RS. Fonte: SILVA; LIBORIO (2003).

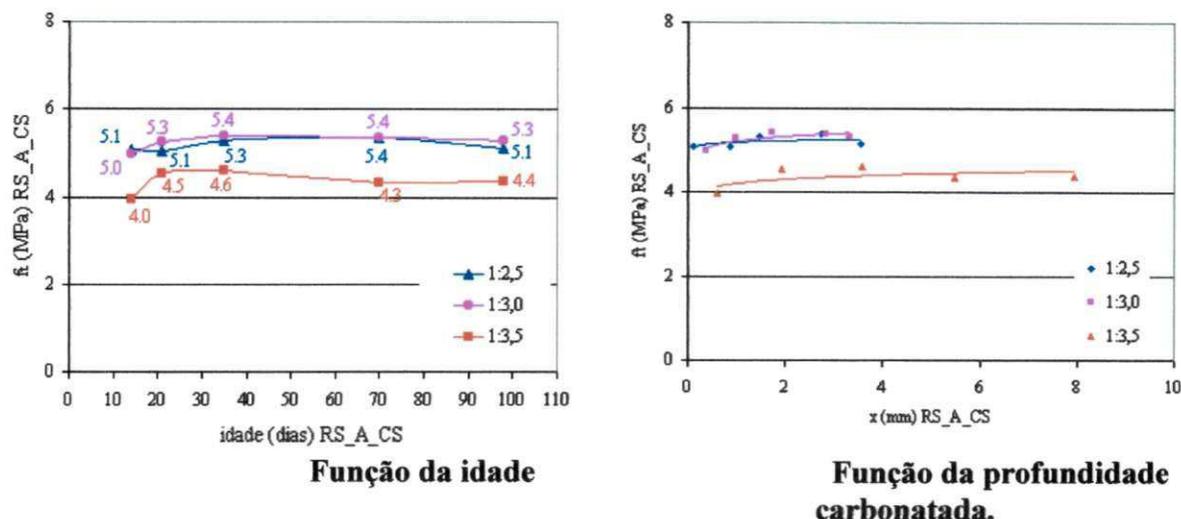


Figura 2.15 - Resistência à tração por compressão diametral da composição RS A CS

Fonte: SILVA; LIBORIO (2003).

Segundo os autores, apesar da adição de sílica ativa provocar uma descontinuidade nos poros, reduzindo a permeabilidade e a porosidade dos concretos e argamassas, verifica-se que todos os compostos com adição de sílica ativa apresentam profundidade carbonatada maior que os compostos sem sílica ativa. Isto se explica pelo fato da sílica ativa ter sido utilizada em substituição a 10% do cimento, reduzindo a quantidade de hidróxido de cálcio presente no composto e, também, devido às reações pozolânicas.

A resposta à ação de carbonatação em um ensaio realizado em uma viga de concreto foi realizada por Silva e Liborio (2004). A viga armada foi colocada em câmara com concentração de 80% de CO_2 . Foi calculada na condição limite de peça subarmada, com cargas concentradas iguais aplicadas no terço médio, a igual distância dos apoios, com e umidade relativa controlada, em torno de 65%. Para que fosse mantido constante o carregamento sobre a viga, aplicou-se protensão externa para que fosse possível sua introdução na câmara de carbonatação.

O concreto da viga foi confeccionado com cimento CP II E 32, traço 1:5, fator $a/c=0,47$, consistência (ensaio de tronco de cone)=100mm, consumo de cimento de 383 kg/m^3 e utilizando-se dois diâmetros máximos de britas. A de $D_{\text{max}}=12,5\text{mm}$ utilizou-se com percentual de 30% e a de $D_{\text{max}}=19 \text{ mm}$ com percentual de 70%.

A profundidade média de carbonatação obtida foi 18 mm neste ensaio acelerado. Não foi usada a sílica ativa e os resultados podem ser considerados aceitáveis e justificáveis pela boa compacidade realizada no concreto, baixa relação água/cimento e planejamento de concretagem.

Porém, observou-se que devido ao fato de as fissuras terem atingido as armaduras, a adoção de baixo recobrimento e a resistência do material não são suficientes para conter a frente da carbonatação. Esta despassiva a armadura e abre caminho para a penetração de outros agentes agressivos.

Do que se observou, parece que somente o uso da sílica não se torna suficiente para obter-se um concreto de alto desempenho desde que este o será apenas entre fissuras. Necessário é, portanto que haja um colmatação das fissuras para impedir que formem caminhos preferenciais aos outros agentes que promovem corrosão das armaduras.

2.3 - CONCREÇÕES LATERITICAS

2.3.1 - Processo de formação

Segundo Queiroz de Carvalho (1979) o termo laterita apareceu na literatura pela primeira vez em 1807. Atribuído a um engenheiro britânico, Francis Buchanan, enquanto trabalhava na região que hoje é conhecida como Índia, o qual descobriu um material (solo) o qual inicialmente chamou de argila endurecida; posteriormente sugeriu que o termo inglês “laterite” seria mais bem apropriado. Este material tinha a propriedade de endurecer quando exposto ao ar ou já estava endurecido no lugar de origem e formação. Como dureza era de difícil interpretação e/ou definição, a cor vermelha ou avermelhada passou a ser um critério para definição de laterita. Até o início do século passado os viajantes dos trópicos referiam-se a todos os solos vermelhos como lateritas, Martin; Doyne (1927 apud QUEIROZ DE CARVALHO, 1976).

Francis Buchanan (1807) cita que o material era cheio de cavidades e poros, contendo uma grande quantidade de ferro nas tonalidades vermelho e amarelo. Usualmente os nativos cortavam o material na forma de tijolos para construção e o designavam de pedra-tijolo (Itica cullu) no seu dialeto e que após lixiviado apresentava tonalidade escura.

Ainda segundo Queiroz de Carvalho (1976), as primeiras conceituações químicas das lateritas parecem ter sido introduzidas por Mallet (1883), citadas por Gidigazu (1976). Onde o ferro e o alumínio eram os principais elementos responsáveis pela natureza das lateritas. Warth; Warth(1903), observaram que algumas lateritas eram ricas em ferro e pobres em alumínio enquanto que outras eram pobres em ferro e ricas em alumínio. Concluíram que laterita é bauxita em vários graus de pureza. Nesta época, Mc Farlane (1976 apud QUEIROZ DE CARVALHO, 1979), surgiu a celeuma de como definir o material. Os que achavam

predominância de óxido de alumínio no material designavam-o como bauxita; aqueles que encontravam ferro em predominância defendiam o termo laterita como proposto por Buchanan. No auge desta discussão, Leigh Fermor (1911), tomando como base o modo de formação e o conteúdo de óxidos de alumínio, ferro, titânio e manganês, sugeriu um sistema de classificação no qual a laterita seria designada por: laterita verdadeira, laterita “lithomargic”, laterita lago, laterita quartzosa, laterítico e lateritóide.

Com o passar do tempo, estudiosos ampliaram o termo que passou a designar solos, formações superficiais, couraças, carapaças, etc. Outros limitaram o termo a formações ferruginosas endurecidas. Com isto, geólogos, pedólogos, engenheiros não definem o mesmo objeto assim como o significado torna-se diferente. Shellmann (1982 apud MELFI, 1994) definiu laterita como acumulações superficiais ou subsuperficiais de produtos provenientes de intenso intemperismo de rochas, desenvolvidas sob condições favoráveis a uma maior mobilidade dos elementos alcalinos, alcalinos terrosos e de sílica, e imobilização de ferro e de alumínio.

Para Melfi (1997), as lateritas a despeito de serem formadas a partir de um único processo, englobam vários produtos, desde que a intensidade varia de local, do tipo de material de origem, do tempo de atuação do processo, etc.

• Segundo Costa (1991), o termo laterita, designa rochas formadas ou em processo de formação por meio de intenso intemperismo químico de rochas pré-existentes, incluindo as lateritas antigas, sob condições tropicais ou equivalentes. São ricas em Fe e Al e pobres em Si, K e Mg, se comparadas com a rocha que lhe deu origem, podem ser compactas, maciças, coesas e incoesas, com colorações variando do vermelho, violeta, amarelo, marrom e até branco. Em sua composição mineralógica encontram-se geralmente oxi-hidróxidos de ferro (hematita, magemita e goethita), de alumínio (gibbsite, boehmita e Al-goethita), de fosfatos de alumínio (crandalita-goyasita, variscita, angelita, vardita), de manganês (litioforita, todokorita), de argilo-minerais (caulita, esmectita, halloysita), e resistatos (turmalina, cassiterita, rutilo, etc).

Denomina-se laterização, ao conjunto de complexas reações químicas, mineralógicas e bioquímicas interligadas (hidrólise, hidratação, oxi-redução, quelação e redução), atuando sobre rochas pré-existentes. Estas reações sobre as rochas são devido ao seu contato com o meio ambiente de clima de florestas tropicais e subtropicais que ao longo do tempo transformam as rochas em lateritas.

Para Melfi (1997), as altas temperaturas encontradas nas regiões tropicais, promovem a rápida degradação da matéria orgânica que é totalmente mineralizada, dando origem à água e CO_2 . O gás carbônico confere às soluções de alteração caráter levemente ácido, pH variando entre 5,5 e 6,0. Nestas condições de pH há certo controle no comportamento dos principais constituintes dos minerais formadores das rochas. O alumínio e o ferro são praticamente insolúveis, acumulando-se na forma de óxidos e hidróxidos. Os elementos alcalinos e alcalinos terrosos são praticamente lixiviados e a sílica mobilizada, porém com velocidade mais baixa que os alcalinos, com possibilidades em certas situações de recombinação de parte da sílica com o alumínio que permaneceu "in situ", gerando argilominerais.

Os solos lateríticos são típicos de regiões tropicais e subtropicais da terra. No território brasileiro, são encontrados nas regiões identificados como latossolo, podzólico e terra roxa e solos lixiviados sob floresta. No Brasil, existem em grandes extensões. São resultados dos processos de transformação ocorridos nas rochas pelo intemperismo físico e químico. Chuvas abundantes e períodos de estiagem regular 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 (K^+ , Ca^{2+} , Na^{2+} , Mg^{2+} e Si^{4+}), ferro, alumínio e silício, entre outros. Se existe uma boa drenagem estas são carreadas 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 à redução.

Na precipitação do óxido de ferro hidratado, podem ser incorporadas outras partículas de solos, que cimentadas formam estruturas granulares cristalizadas e porosas à 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 às 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. Os principais elementos presentes nas concreções são os óxidos de ferro Fe_2O_3 , alumínio Al_2O_3 e silício SiO_2 .

Segundo Maignen (1966 apud NETO, 1976), 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 2.16 ilustra esta afirmação.

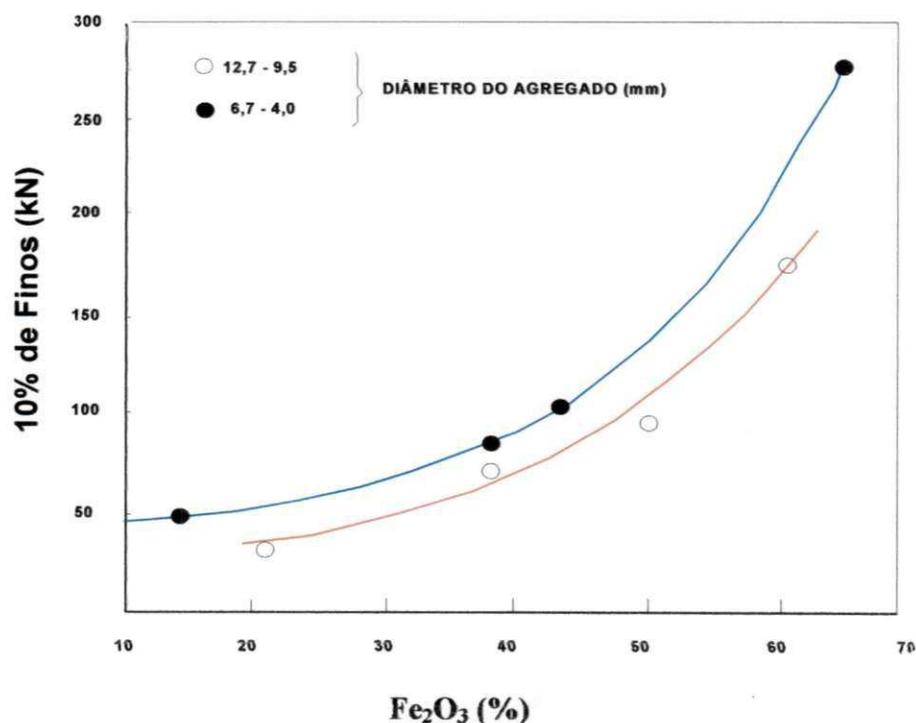


Figura 2.16 - Efeito do conteúdo de óxido de ferro na resistência de agregados lateríticos
Fonte: MAIGNEN (1966 apud NETO 1976).

A alta concentração desses hidróxidos de Fe e Al, pouco solúveis, levam à formação de uma crosta ou carapaça laterítica muito resistente aos agentes erosivos. Portanto a laterita torna-se mais solúvel em ambientes mais ácidos e menos solúvel em ambientes mais alcalinos, adequando-se, portanto, aos concretos.

Como se observa, os conceitos encontram opiniões entre os diversos autores,

principalmente quando se trata de definições e classificações. Queiroz de Carvalho (1979, 1985, 1986, 1997) tem pesquisado os mais diversos termos e conceitos que melhor podem ser atribuídos aos solos lateríticos e as concreções lateríticas. Concluiu que os mesmos têm que serem utilizados com cautela, devido à natureza complexa destes solos e um simples termo poderá defini-los inadequadamente.

2.3.2 - Jazidas de concreções lateríticas

Este material é encontrado em grandes extensões, da ordem de 40% das terras emersas, na região entre os trópicos de Câncer e Capricórnio, faixa situada entre os paralelos 30° N e 30° S de latitude do planeta, figura 2.17. A América do Sul, África e Norte da Ásia e parte da Oceania possuem grandes reservas destes solos. Para Melfi (1997), áreas situadas fora da cintura tropical podem apresentar formações lateríticas (Sibéria, Europa Central, etc.).



Figura 2.17 - Mapa mundial mostrando as regiões de ocorrência de solos lateríticos

Fonte: SANTANA (1987).

✦ O Brasil possui grandes reservas nas regiões Norte e Nordeste. Mais de 60% do seu território é recoberto por formações lateríticas. Diz Melfi (1997), que esta cobertura não é homogênea, pois comporta diversos tipos de materiais lateríticos. O tipo mais comum é aquele representado por materiais argilo-ferruginosos, friáveis, que os processos pedogenéticos transformaram em um solo muito fino, pulverulento, com microagregação característica designados por latossolos. Na região do planalto central, pode-se encontrar mais raramente, formações endurecidas tanto na forma de couraças ou carapaças, ou descontínuas,

como alguns solos nodulares do Nordeste Brasileiro cita o autor retro. A figura 2.18 ilustra a formação geológica do território brasileiro.

A região Norte, composta dos estados do Acre, Amapá, Amazonas, Pará, Rondônia, Roraima e Tocantins perfazem uma área total de 3.869.637 km², com densidade demográfica de 3,31 hab/km². A região Nordeste formada pelos estados do Maranhão, Ceará, Piauí, Rio Grande do Norte, Paraíba, Pernambuco, Alagoas, Sergipe e Bahia, com área total de 1.561.177 km² e tem uma população de 47.693.253 habitantes. A densidade demográfica da região é de 30,54 hab/km², com a maior parte da população concentrada na zona urbana (60,6%).

Outro dado social relevante é considerado a mais pobre do país, 50,12% da população nordestina tem renda familiar de meio salário mínimo. De acordo com levantamento da UNICEF - Fundo das Nações Unidas para Crianças-divulgado em 1999, as cento e cinquenta cidades com maior taxa de desnutrição do país estão no Nordeste.

Fonte: <http://www.portalbrasil.com.br>>acesso 19 abril 2005.

O salário mínimo atual é de R\$300,00 (US\$ 130,00). Nos últimos trinta anos, as famílias de renda inferior a três salários mínimo, que constituem a maior parte da população absorveram menos de 3% dos recursos originários do SFH - Sistema Financeiro de Habitação. Fonte: [http://www.mre.gov.br/português/política externa/temas](http://www.mre.gov.br/português/política%20externa/temas)>acesso em 10 maio 2005. O sonho da casa própria continua a ser uma necessidade fundamental na política habitacional do Brasil. Estes dados sociais mostram a necessidade urgente de uso de materiais alternativos para tentar minimizar custos de construção, principalmente para as classes sociais mais carentes da população brasileira e mundial. A falta de moradia nos grandes centros urbanos, gera como consequência uma série de outros problemas sociais que a sociedade presencia e vivencia aterrorizada nos dias de hoje.

A falta de uma malha rodoviária ou ferroviária que possa atender as necessidades do desenvolvimento econômico e social cria uma série de dificuldades. O Brasil possui 1.744.433,4km de rodovias, sendo 1.580.186,4km (90,6%) não-pavimentadas e 164.247km (9,4%) pavimentadas. Fonte: Anuário Exame (2004-2005). A figura 2.19 apresenta a distribuição da malha rodoviária no nosso país. Observa-se que comparada com outras regiões, o norte do Brasil é muito pouco privilegiado em transporte rodoviário, há considerável utilização do transporte hidroviário pelo grande potencial hídrico da região.

O Estado da Paraíba, com 223 municípios e com área de 56.439km², população de

3.524.231 habitantes, Fonte: Anuário Exame (2004-2005), também possui jazidas de concreções lateríticas na sua faixa litorânea, a exemplo dos municípios de João Pessoa, Jacumã, e outros no interior do Estado, Marí, Sapé, Cuité, etc. Para se ter uma idéia da importância dos custos de transporte de material, tome-se como base os valores pagos pelo DER-PB de R\$0,30 / t.km, em caminho de serviço. Se o preço da brita é de R\$ 50,00/m³ para distâncias superiores a 119,00 km o custo do transporte iguala o preço do insumo.



Figura 2.18 - Formação geológica do território brasileiro.

Fonte: <http://portalbrasil.com.br> > acesso em 19 maio.2005.



Figura 2.19 - Malha rodoviária brasileira.

Fonte: <http://www.portalbrasil.com.br> > acesso em: 19 de maio. 2005.

Em contrapartida no raio aproximado de 30 km de João Pessoa, existem jazidas de concreções lateríticas e de calcário, que poderiam, no futuro próximo, servir como agregados graúdos alternativos para atender a uma demanda parcial de produção do concreto nas construções litorâneas.

2.3.3 - Dificuldades de obtenção de agregados em regiões do Brasil

Reconhecidamente 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. As Figuras 2.20 e 2.21 mostram regiões de ocorrência de rochas graníticas e solos lateríticos no Brasil, respectivamente. No território brasileiro há grande ocorrência deste material. A figura 2.20 apresenta as áreas do território brasileiro onde afloram predominantemente granitos e gnaisses, constituindo os escudos. Ao Norte, acha-se o escudo guiano, no centro o central e próximo a costa, o escudo litorâneo. Aham-se separados por bacias de sedimentação antiga de idade paleozóica. Dentro destas áreas dos escudos ocorrem corpos batolíticos de rocha granítica. Observa-se uma grande área do território brasileiro em que não há ocorrência de agregados de rochas graníticas. No processo de obtenção desses agregados ou outros de qualidades equivalentes destinados a o setor construtivo deve ser levado em consideração também as distâncias de transporte. Observa-se que uma grande parte da faixa litorânea que vai dos estados da Bahia ao Maranhão, onde se concentra um contingente elevado da população urbana, com alta demanda construtiva, não possui agregados graníticos. Agregados alternativos poderão minimizar custo de construção. Países andinos possivelmente também serão beneficiados com novas soluções no setor construtivo.

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 tais quais 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 influenciando a resistência do concreto.

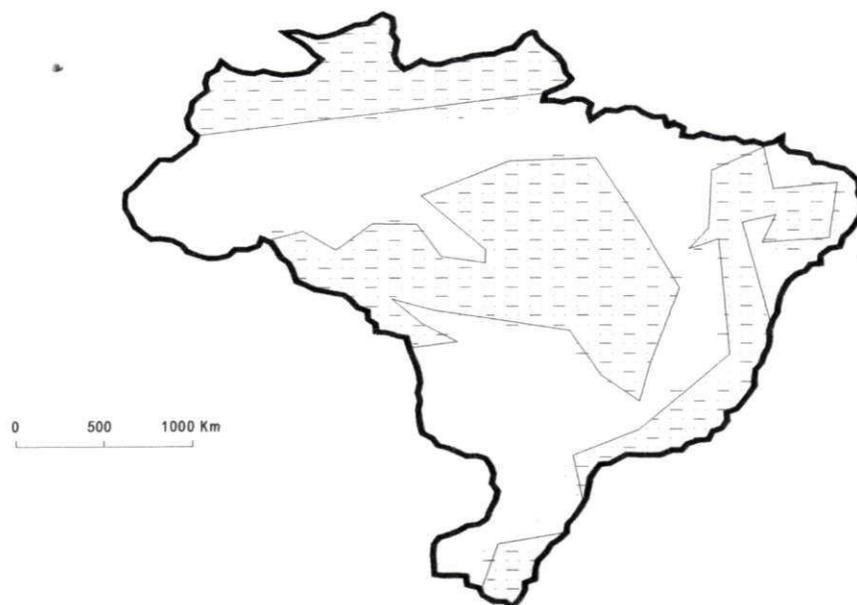


Figura 2.20 – Áreas do Brasil onde afloram predominantemente granitos e gnaisses

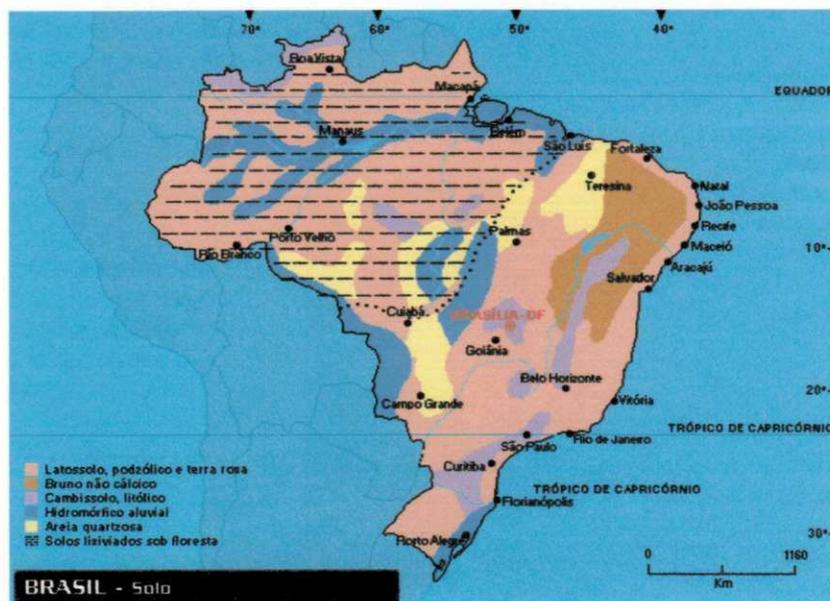


Figura 2.21 - Tipos de solos encontrados no território brasileiro.

Fonte: <http://www.portalbrasil.com.br>> acesso em: 19 maio. 2005

As figuras 2.22 e 2.23, mostram concreções lateríticas britadas originadas nas jazidas Sapé-PB e Mosqueiro-PA e a figura 2.24 a jazida de Jacumã-PB.

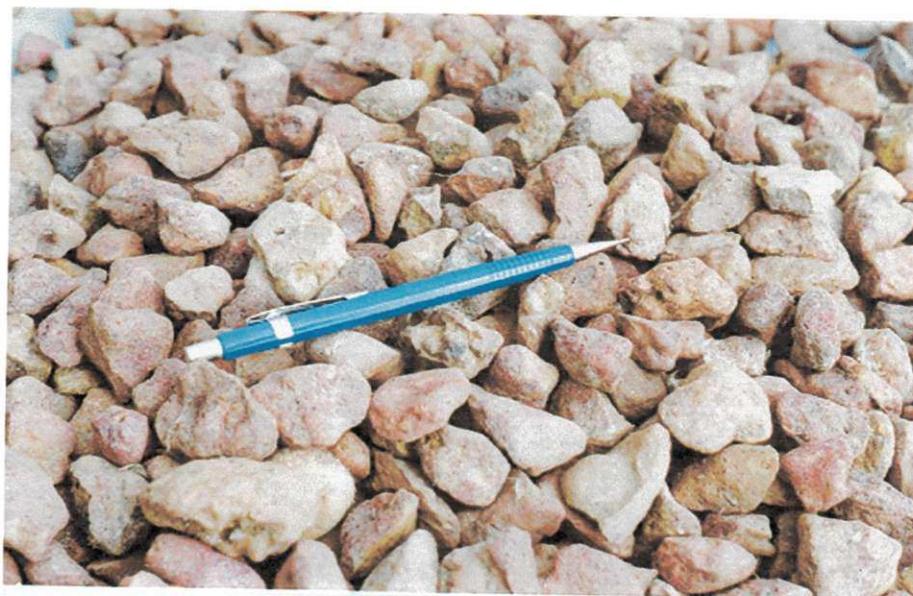


Figura 2.22 - Concreções lateríticas da jazida Sapé-PB.

Fonte: CHAGAS FILHO (1986).

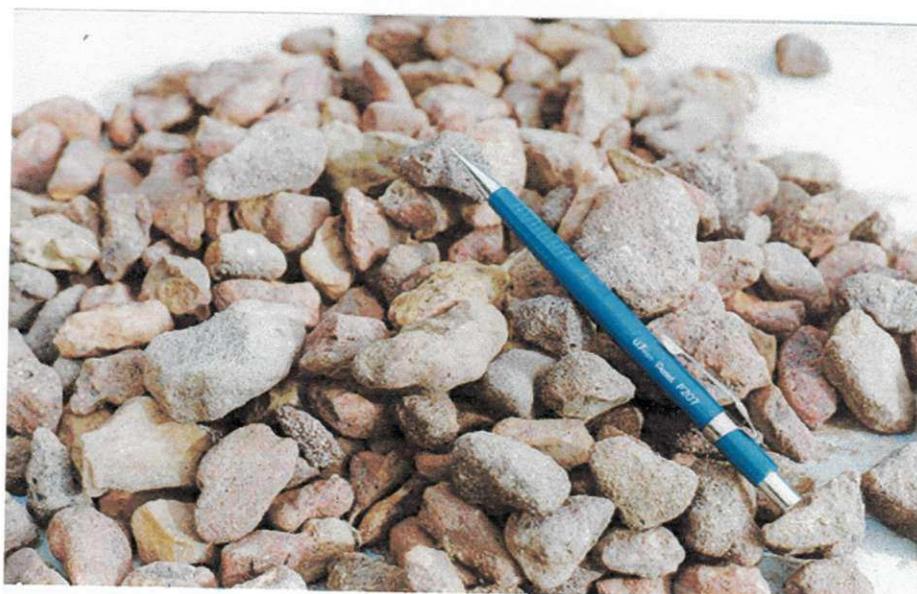


Figura 2.23 - Concreções lateríticas da jazida Mosqueiro – PA.

Fonte: CHAGAS FILHO (1986).



Figura 2.24 - Concreções lateríticas da jazida de Jacumã-PB

2.3.4 - Possibilidades de uso de concreções lateríticas em concretos estruturais na construção civil

Alguns resultados de caracterização para concreções lateríticas obtidos por diversos pesquisadores, para várias jazidas estudadas são mostrados na tabela 2.6.

Da tabela 2.6 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 obtêm-se valores de 0,37%, para aquelas, tem-se uma variação de 3% a 9,6% dependendo da jazida de concreções lateríticas escolhida.

A resistência ao desgaste medida através do ensaio 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 2.7.

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

Tabela 2.6 - Propriedades dos agregados lateríticos

Parâmetros	(a)	(a)	(b)	(c)	(d)		(e)	(f)
	SP-PB	MO-PA	SL-MA	SP-PB	NIGÉRIA		CA-PI	CA-PI
					1	2		
Massa específica real (g/cm ³)	3,14	2,59	2,82	2,67	2,79	2,62	3,04	3,10
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,48	1,98	-	1,45	-	-	2,67	2,65
Massa unitária (g/cm ³)	1,43	1,37	-	-	-	-	1,53	1,55
Índice de forma	0,85	0,86	-	-	-	-	0,99	0,98
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	5,20
Resistência ao desgaste (%)	42,3	64,8	41,20	44,50	33,2	34,1	35,00	38,00
Resistência ao esmagamento (%)	54,5	40,7	-	12,60	-	-	30,10	32,30
SiO ₂	24,0	40,6	-	22,98	-	-	25,53	-
Al ₂ O ₃	23,1	13,0	-	26,70	-	-	15,25	-
Fe ₂ O ₃	40,7	37,8	-	24,26	22,4	25,4	46,14	-

Fontes:(a) CHAGAS FILHO; BARBOSA (1992); (b) COSTA; LUCENA (1987); (c) DANIEL DE ASSIS (1992); (d) ADEPEGBA (1982); (e) QUEIROZ DE CARVALHO (1984); (f) CARDOSO COSTA (1996). **Convenção:** (-) valores não obtidos.

Tabela 2.7 - Propriedades do agregado de brita de rocha granítica

Massa Específica		Peso unitário (g/cm ³)	Absorção após 6 horas (%)	Coefficiente de vazios (%)	Resistência	
Real (g/cm ³)	Aparente (g/cm ³)				Desgaste (%)	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 (1986); CARDOSO COSTA (1996).

Convenção: (-) valores não obtidos, (*) CARDOSO COSTA (1996).

2.3.4.1 - Concreto laterítico

Embora haja grande disponibilidade de concreções lateríticas em jazidas no território nacional e no planeta, as informações sobre propriedades do concreto laterítico e do concreto armado laterítico são escassas. Limita-se a poucos estudos de alguns pesquisadores. A seguir, serão apresentados estudos já realizados sobre concreto laterítico.

Valores de resistência à compressão simples, resistência à tração, módulo de elasticidade e tensões de aderência em corpos-de-prova de concreto laterítico 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.

Chagas Filho (1986), obteve o consumo de cimento de 358 kgf/m^3 de concreto, no traço 1:2,3: 2,7, resistência aos 28 dias da ordem de 20,0 MPa para agregados lateríticos de SP-PB e MO-PA. Os agregados foram usados sem lavagem. O quadro 2.13 apresenta outros valores obtidos por pesquisadores com outros procedimentos. Apresenta-se também a relação entre a resistência à compressão f_{cc} e a resistência à tração f_{ct} , o módulo de elasticidade “E” dos concretos lateríticos e do concreto convencional, obtido por ultra-sonografia e determinação de coeficiente de Poisson “v”.

A resistência à tração (f_{ct}) do concreto laterítico, através do ensaio à compressão diametral, ensaio brasileiro, 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. O quadro 2.13 mostra resultados obtidos.

Quadro 2.13 - Características do concreto laterítico para diversas jazidas

Pesquisador	Jazida	Traço	a/c	Método	f_{cc28} MPa	f_{cc} / f_{ct}	E GPa	ν
Souto e Queiroz de Carvalho (1984)	SL-MA	1:1,4:2,6	0,40	Lavagem t = 2 min. Submerso por 24h.	26,4	10,0-10,9	-	-
	SP-PB	1:1,4:2,6	0,40	Seco por 3h. Sem correção a/c	18,4	-	-	-
Souza e Ferraz (1979)	SL-MA	1:2,0:3,0	0,60-0,70	Diferentes tempos de lavagem 0-3-9-30 min; abatimento constante = 5 cm Correção a/c	25,4	-	-	-
Chagas Filho (1986)	SP-PB	1:2,3:2,7	0,70	Material apenas britado e peneirado. Correção do fator a/c	21,1	8,1-10,9	12-14	0,17-0,23
	MO-PA	1:2,3:2,7	0,74		20,7	8,5 -10,0	-	-
	BG-PB	1:2,3:2,7	0,50	-	30,0	10,0	38,0	0,20
Vladimir de Assis (1992)	CA-PI	1:4,0	0,50	Peneirado. Lavagem 6 min. Repeneirado e seco. Sem correção a/c.	31,2	13,3	13,4	-

Fonte: CHAGAS FILHO (1992). E - Módulo de elasticidade; ν - Coeficiente de Poisson [Convenção: (-) não obtido].

2.3.4.2 - Aderência das barras de aço ao concreto laterítico

FUSCO (2002), diz que se pode entender que o mecanismo de aderência de barras de aço dentro do concreto é realizado a partir de três tipos de aderência: aderência por adesão, aderência por atrito e aderência mecânica.

O mecanismo de aderência há décadas é bem estudado no concreto convencional, por inúmeros pesquisadores de alta relevância. Para o concreto laterítico o assunto limita-se aos resultados obtidos por Chagas Filho e Barbosa (1995). Neste pioneiro trabalho experimental, com este material, desenvolveu-se o equipamento para realização de ensaios, designado como aderenciômetro.

Foram feitos estudos em barras de aço lisas e com rugosidades, mergulhadas em corpos-de-prova de concreto laterítico e no concreto convencional de brita de rocha granítica para um estudo comparativo. Foi medida a resistência ao deslizamento das mesmas e comparados os resultados com barras idênticas no concreto convencional. O estudo forneceu importantes informações sobre o fenômeno de aderência no concreto armado laterítico, subsidiando a segurança para seu uso na prática da engenharia de estruturas com este material.

Os quadros 2.14 e 2.15 a seguir indicados mostram que para as barras de aço de 10 mm de diâmetro há um aumento na força requerida para puxar as barras de aço dos corpos-de-prova de concreto laterítico com o aumento do comprimento de ancoragem da barra.

Quadro 2.14 - Tensão última de aderência-concreto laterítico j=28 dias 1ª série de corpos de prova

Diâmetro da barra d(mm)	Tipo e barra	Comprimento de ancoragem (cm)	Carga última Pu(kN)		Nº de CP	Tensão última de aderência (MPa)	Deslocamento S(mm)
			Tração	Comp.			
10	lisa	30(30d)	72,4	9	–	7,6	–
10	lisa	30(30d)	–	2	69	7,3	–
10	lisa	30(30d)	–	1	52,4	5,6	2,04

f_{cc} = 27,5 MPa

t = tração

S = deslocamento

f_{ct} = 2,8 MPa e = compressão

Fonte: CHAGAS FILHO; BARBOSA (1995).

Quadro 2.15 - Tensão última de aderência – concreto convencional j=28 dias 2ª série de corpos-de-prova.

Diâmetro da barra d(mm)	Tipo e barra	Comprimento de ancoragem (cm)	Carga última Pu(kN)		Nº de CP	Tensão última de aderência (MPa)	Deslocamento S(mm)
			Tração	Comp.			
10	rugosa	26(21d)	66	–	3	8,4	0,44
10	lisa	26(21d)	28	–	1	3,3	1,4
12,5	lisa	26(21d)	–	26	1	3,2	0,83
12,5	rugosa	26(21d)	100	–	3	9,6	0,7
12,5	lisa	26(21d)	43	–	3	4,1	0,71

Fonte: CHAGAS FILHO; BARBOSA (1995).

A figura 2.25 indicado abaixo, mostra as curvas carga-deflexão para barras rugosas e lisas no concreto laterítico e no concreto convencional.

A resistência de aderência no concreto laterítico obtida com as cargas últimas entre barras de mesmo diâmetro, mostrou que as barras lisas apresentam somente 53% da resistência obtida para as barras rugosas. Para o concreto convencional esta relação é aproximadamente 42%. As curvas carga em função do deslocamento ilustradas na figura 2.25, mostram uma tendência para comportamento linear ou bilinear até valores em torno de 90% da carga-pico para os vários ensaios realizados. Após este valor ter sido atingido o deslizamento da barra dentro da massa de concreto cresce rapidamente, pois esta não oferece mais nenhuma resistência ao esforço aplicado.

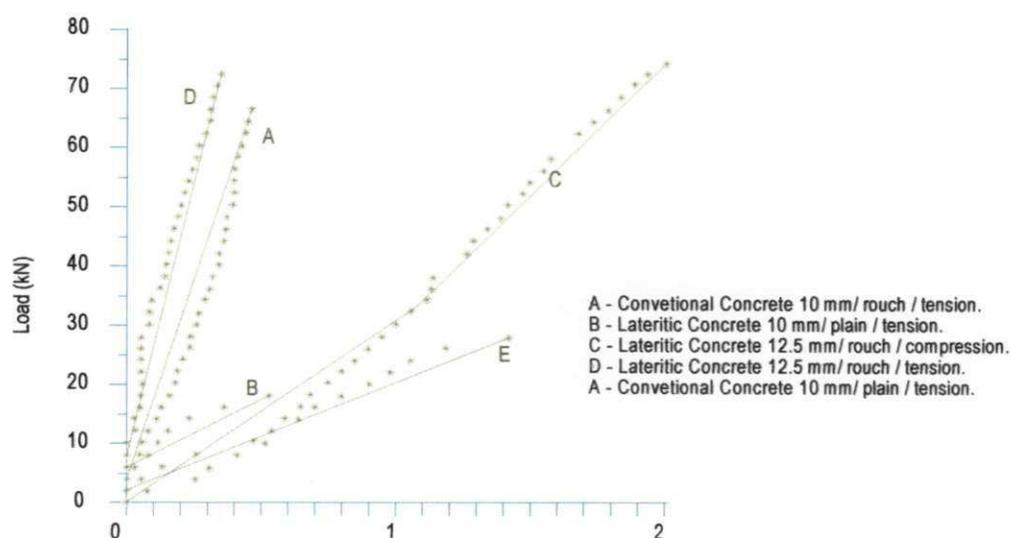


Figura 2.25 - Cargas em função dos deslocamentos para barras rugosas e lisas nos concretos lateríticos e convencionais. Fonte: CHAGAS FILHO; BARBOSA (1995).

2.3.5 - Considerações sobre o uso de concreções lateríticas em concretos estruturais para construções rurais e construções de pequeno porte

2.3.5.1 - Ensaaios com modelos estruturais

Os estudos do concreto armado laterítico são relativamente recentes e datam de meados da década de 1980. Poucos trabalhos de pesquisa foram feitos mesmo a nível internacional, apesar da abundância de concreções lateríticas existentes no planeta.

Os resultados aqui apresentados com elementos estruturais em concreto armado laterítico representam os primeiros ensaios realizados no Brasil.

Sabe-se, que na participação percentual dos serviços em edifícios residenciais de 8 a 12 pavimentos, padrão normal, o item estrutura 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 do metro cúbico de estruturas de concreto armado em março de 2005, apresentado na revista. Construção Mercado (2005), no estado de Pernambuco é de R\$ 1.163,09, (US\$465,20), sem BDI, sendo R\$ 191,97 - 16,50% - deste valor a participação do preparo do concreto com resistência característica $f_{ck} = 15$ MPa.

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.

2.3.5.2 - Esquema dos protótipos ensaiados em laboratório

A figura 2.26 mostra vários esquemas de carregamento e respectivas seções de armaduras utilizadas em modelos estruturais de vigas. Os primeiros dois esquemas mostram vigas com três metros de comprimento e seção transversal de 10 cm por 30 cm, armadas com três ferros de 10 mm de diâmetros na face inferior e estribos de 4,2 mm cada 10 cm. As duas cargas estão a igual distância dos apoios. No segundo esquema as vigas foram armadas duplamente. No terceiro esquema de carregamento a seção era de 10 cm por 25 cm e vão de 2,5m e uma única carga concentrada no meio do vão. Os demais ensaios foram feito com duas cargas concentradas com distâncias iguais de 0,75 m dos apoios. O quinto esquema de carregamento foi também com a peça sendo armada duplamente.

Na figura 2.27 vêem-se os diagramas cargas em função das flechas para várias vigas ensaiadas com o primeiro esquema de carregamento. Também se mostram valores comparativos entre os vários modelos ensaiados.

Características dos Protótipos

Esquema do Carregamento

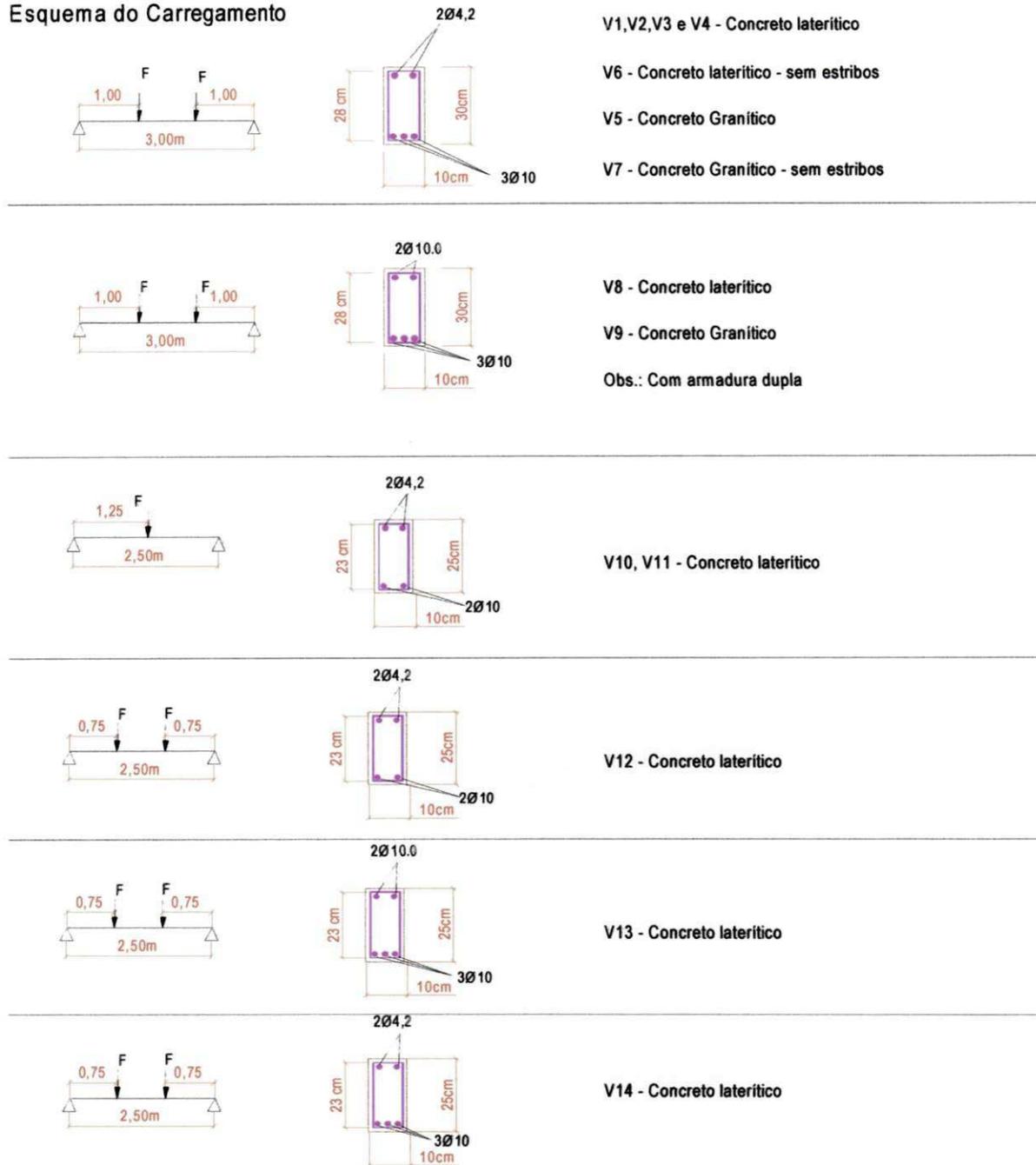


Figura 2.26 - Esquemas de carregamento para protótipos ensaiados.

Fonte: BARBOSA; CHAGAS FILHO (1988).

A figura 2.28 apresenta diagramas cargas em função das flechas para outras vigas ensaiadas. Observam-se comportamentos semelhantes em vigas de concreto laterítico e aquelas feitas com agregados de rochas ígneas, concreto convencional.

A figura 2.28 apresenta diagramas cargas em função das flechas para outras vigas ensaiadas. Observam-se comportamentos semelhantes em vigas de concreto laterítico e aquelas feitas com agregados de rochas ígneas, concreto convencional.

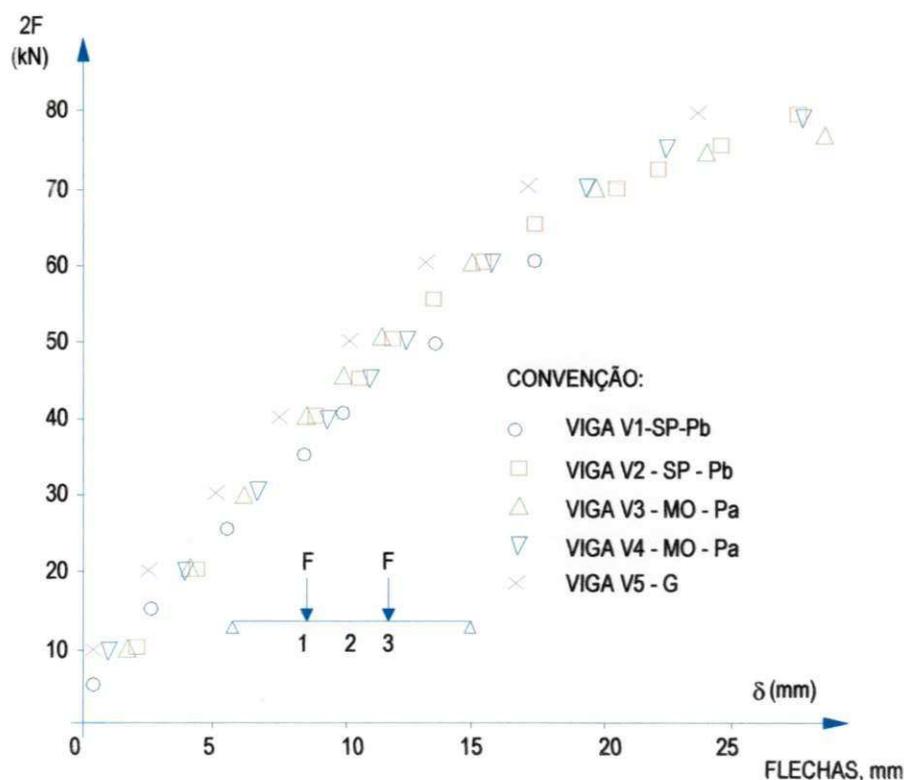


Figura 2.27 - Curvas carga em função das flechas para vigas de concreto laterítico e convencional. Fonte: CHAGAS FILHO (1986).

As figuras 2.29 e 2.30 mostram a distribuição das deformações específicas nas vigas VGD-1 e V8-SD, para vários níveis de carregamento. Observem-se as deformações nas armaduras e no concreto, assim como as cargas de ruptura atingidas. Vê-se também atendida a hipótese de Navier das seções planas permanecerem planas após as deformações. As figuras mostram também o deslocamento da linha neutra para os vários incrementos de carregamento.

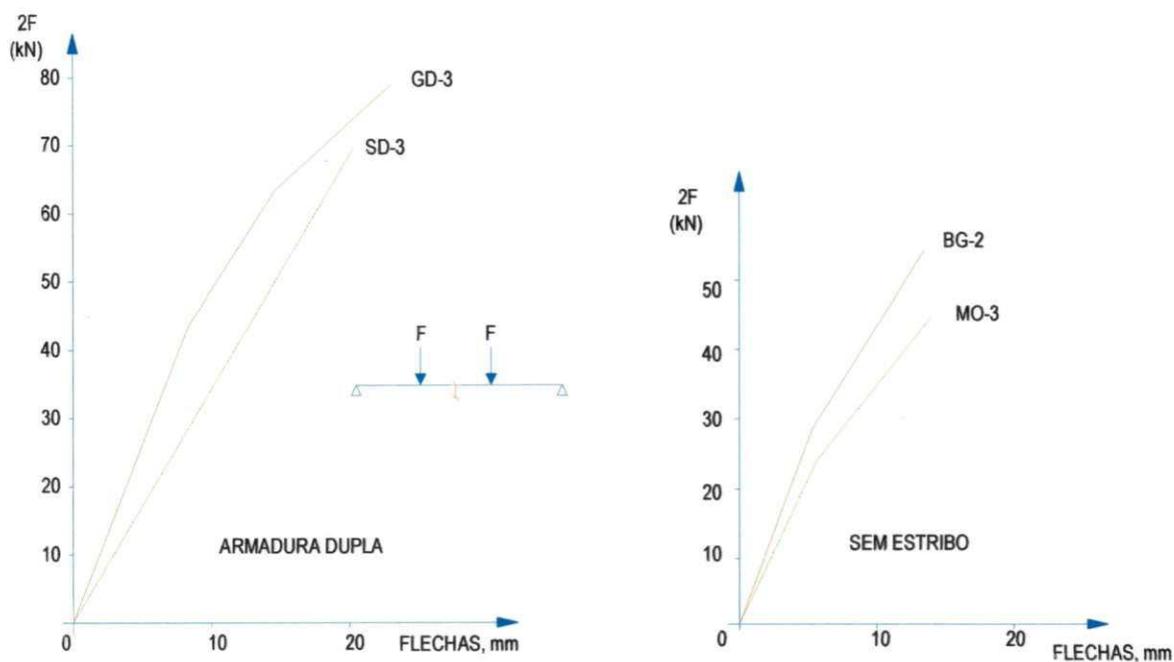


Figura 2.28 - Comparação entre flechas das vigas com armadura dupla e vigas sem armaduras de cisalhamento. Fonte: BARBOSA; CHAGAS FILHO (1988).

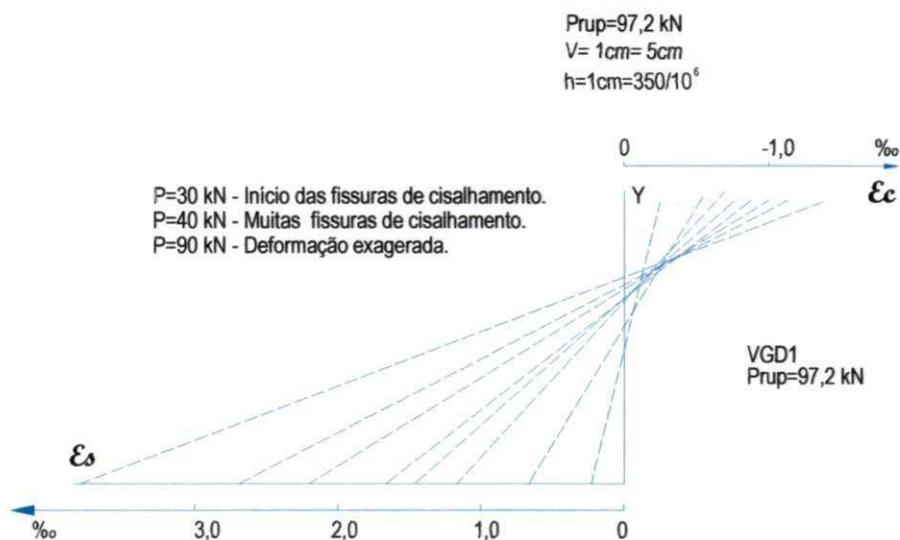


Figura 2.29 - Distribuição das deformações específicas na viga V8-SD - concreto laterítico com armadura dupla. Fonte: CHAGAS FILHO (1992).

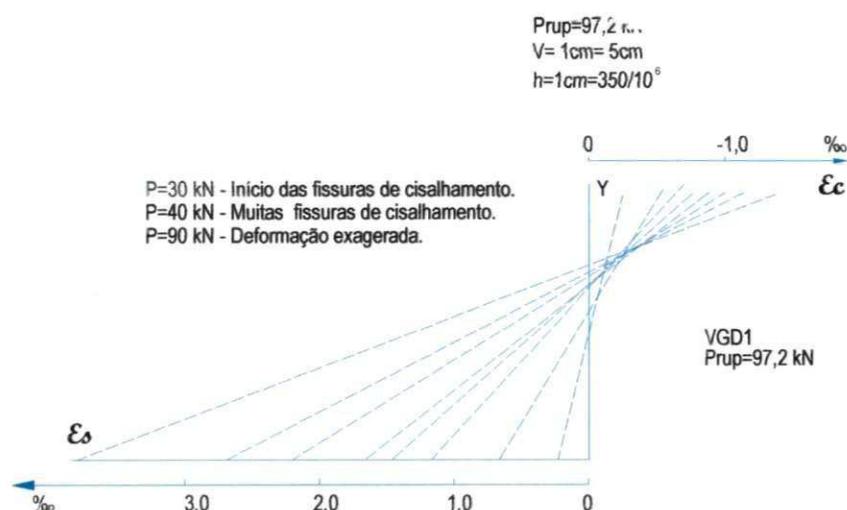


Figura 2.30 - Distribuição das deformações específicas na viga de concreto convencional com armadura dupla. Fonte: CHAGAS FILHO (1992).

A tabela 2.8, obtida por Barbosa; Chagas Filho(1990) apresenta valores das resistências à compressão, resistências características do concreto, momentos teóricos e experimentais e razão entre eles, para vigas ensaiadas cujas características encontram-se na figura 2.26. Observem-se, a partir das razões entre estes momentos fletores, os graus de segurança obtidos com os protótipos em que se usaram agregados graúdos lateríticos e graníticos.

Tabela 2.8 – Momentos fletores teóricos, experimentais e de serviço

VIGA	IDADE (Dias)	f_{cj} (MPa)	f_{ck} (MPa)	M_{exp} (kN.m)	M_{teor} (kN.m)	M_{exp}/M_{teor}	M_{serv} (kN.m)	M_{exp}/M_{serv}
V2	89	23,4	16,8	39,5	21,8	1,8	15,6	2,5
V3	48	18,8	12,2	42,2	19,2	2,2	13,7	3,1
V4	49	18,9	12,3	41,2	19,2	2,1	13,7	3
V5gr	56	30,3	23,7	46,2	23,1	2	16,5	2,8
V8	28	12,7	6,1	47	22,5	2,1	16,1	2,9
V9gr	29	29,3	22,7	48,6	23,6	2,1	16,4	2,9
V10	29	17,2	10,6	23,7	10,9	2,2	7,8	3
V11	42	17,2	10,6	23,7	10,9	2,2	7,8	3
V12	35	17,6	11	22,1	11,1	2	7,9	2,8
V13	37	17,6	11	-	18,6	-	-	-
V14	80	19,4	12,8	27,4	14,5	1,9	10,4	2,6

M_{exp} -Momento último experimental

M_{teor} -Momento último teórico de cálculo (momento resistente de cálculo)

M_{serv} -Momento de serviço - ($M_{teor}/1,4$)

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto

f_{cj} - Resistência à compressão do concreto a "j" dias de idade

Fonte: BARBOSA; CHAGAS FILHO (1990).

Cardoso (1994) estudou o comportamento de vigas graníticas e de concreto laterítico. Avaliou-se o comportamento das flechas ao longo do tempo para ambas. O comportamento foi inteiramente semelhante. Neste mesmo trabalho foram ensaiadas lajes pré-moldadas de concreto de agregados ígneos e de concreto laterítico para efeito comparativo.

Os resultados obtidos mostraram que vigas e lajes de concreto laterítico foram mais deformáveis que as de concreto convencional. No entanto, os valores obtidos para cargas de serviço, satisfazem ao estado limite de utilização, ELU, prescritos pela NBR-6118. Não chegando a atingir nenhum estado de deformação excessiva ou fissuração inaceitável. Para o estado de deformação os valores foram 2,5 vezes menores que os admissíveis.

Os resultados obtidos incentivam os estudos para uso das concreções lateríticas, como agregado graúdo alternativo na fabricação de concreto em construções de pequeno porte, construções rurais, pavimentos de estradas e aeroportos e outros segmentos semelhantes.

Desta revisão do estado da arte sobre concreto de alto desempenho, verificam-se várias contribuições ao estudo. A saber, sobre a região limítrofe, interface da pasta com o agregado apresenta-se como uma área fragilizada da estrutura interna do concreto, onde se inicia o processo de microfissuração pelas ações que sujeitam o concreto. Também, que a sílica ativa não é um componente essencial dos concretos de alto desempenho. Pode-se conseguir resistências de 50 MPa sem uso de sílica ativa. Informa-se também que a resistência do concreto é limitada pelo tipo de agregado graúdo. Apresentam-se justificativas do aumento da resistência pela diminuição da exsudação interna, pela diminuição do fator a/c devido ao uso do superplastificante, pelo menor tamanho do grão de sílica ativa em relação ao grão de cimento, pelo envolvimento maior do agregado com a pasta. Mas é possível justificar este ganho de resistência do concreto com sílica ativa também devido ao maior intertravamento da pasta com os poros do agregado, principalmente em função da textura do agregado, com o aumento do atrito interno. Isto faria diminuir o deslizamento dos vários planos de fratura que passam por um dado ponto onde reina certo estado de tensão, em relação ao plano que lhe é contíguo, pela maior aderência da pasta ao agregado provocado pela reatividade dos grãos de sílica com os constituintes da mistura ancorados nos seus poros. Este esforço externo solicitante é equilibrado até o instante em que é vencida a resistência interna da pasta, resistência de aderência ou a resistência do agregado pela solicitação externa aplicada, iniciando-se a partir deste nível a microtrinca ou microfissura que irá se propagar segundo trilhas preferenciais.

Com relação à revisão sobre concreto laterítico observa-se que não existem estudos do

uso da sílica ativa e/ou aditivos superplastificantes no concreto laterítico. Também de um teor ótimo da mistura dos diâmetros máximos dos agregados para constituição de um maior fator de empacotamento, para obtenção de uma granulometria ótima, assim como um teor ótimo de argamassa que venha a diminuir o efeito de segregação e proporcione boa fluidez do concreto.

Na metodologia usada no presente trabalho será feita uma “dopagem” dos agregados lateríticos através de uma dispersão e um estudo dos parâmetros supra mencionados. Será observado se os resultados dos parâmetros avaliados, com diversos traços usuais de obras correntes, sem e com lavagem dos agregados lateríticos e dopados, classificam estes concretos lateríticos como de alta resistência e alto desempenho. Esta é a tese a ser defendida. Se aceita, será à luz do conhecimento atual.

2.3.6 - Técnicas de dopagem de agregados

As concreções lateríticas obtidas de diversas jazidas possuem características distintas. Geralmente apresentam-se friáveis, porosas e com alto teor de material pulverulento. Nos ensaios de esmagamento e Los Angeles com estes agregados naturais, os resultados obtidos situam-se ou abaixo ou próximos aos limites estabelecidos nas Normas Brasileiras (NBR).

A técnica de dopagem, através de tratamento superficial do agregado, consiste na sua lavagem, após pré-secagem, com uma solução fluida. Isto proporciona uma melhor aderência e desenvolve uma “armação” aumentando sua resistência.

Essa hipótese, segundo Liborio (2002), também é válida quando se quer juntar duas peças, como um revestimento cerâmico ou um chapisco, ou argamassa, em substratos de pouca aderência.

Aproximadamente 800kg de agregados lateríticos da mesma jazida de Jacumã-PB, objeto da pesquisa desta tese, britados, peneirados e separados em quatro diâmetros máximos de 19,0mm, 9,5mm, 6,3mm e 4,8mm, foram enviados para a E.E.S.C- U.S.P- São Carlos- SP. Ensaio foram desenvolvidos simultaneamente e em complementação aos aqui realizados, em corpos-de-prova de concretos lateríticos, cujas referências (FUTIDA; LIBORIO, 2005) e (SILVA; LIBORIO, 2004) apresentam os resultados obtidos.

Na dopagem desses agregados, a laterita foi imersa em uma solução fluida, na proporção de 1 kg de cimento para 10 kg de água. Adicionou-se o aditivo retardador Delvo Stabilizer na proporção 0,25 % do aditivo em relação à massa de cimento. Posto as concreções na betoneira com a solução, deixou-se por um tempo de 16 minutos submersos. Logo após, o material foi posto ao ar livre sobre uma lona plástica para atingir a condição de

agregado saturado com superfície seca.

Desde que as concreções lateríticas são porosas, a zona de transição pode ser melhorada com a própria matriz. Dos modelos ilustrados na figura 2.31, o representado na figura 2.31 (b) identifica-se melhor com as mesmas.

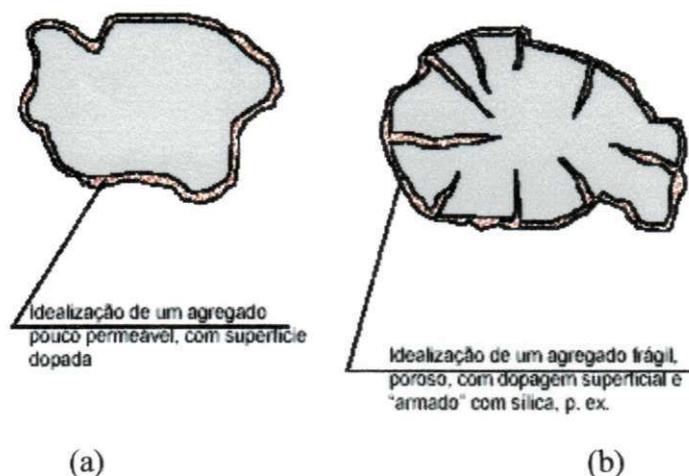


Figura 2.31 - Modelo que retrata a dopagem dos agregados para aumentar aderência e promover reforço

2.3.7 - Argamassas de alto desempenho para concretos com concreções lateríticas

Uma boa distribuição granulométrica dos grãos influi na compacidade e resistência dos concretos melhorando suas qualidades, segundo Helene e Terzian (2001). A curva granulométrica ótima é aquela que se apresenta contínua contendo todas as dimensões de grãos. Se a distribuição granulométrica é descontínua, o concreto apresenta-se com tendência à segregação, menor coesão e necessita de maior energia para sua vibração. Para obtenção de uma argamassa de alto desempenho devem ser feitos ensaios de caracterização do agregado miúdo e determinação da composição ideal entre agregado miúdo fino, através do ensaio de massa unitária no estado compactado seco.

Mc Geary (2000 apud FUTIDA e LIBORIO, 2005) define o estudo de empacotamento de partículas como a correta seleção da proporção e do tamanho adequados das partículas, de forma que os vazios maiores sejam preenchidos por partículas menores.

A influência dessa distribuição de partículas sobre as propriedades da argamassa depende do tamanho de partículas do agregado miúdo. Os tipos de força que surgem entre elas são:

- a) no caso de partículas pequenas, com área superficial elevada, predominam

fenômenos relacionados às forças de superfície que atuam sobre as mesmas.

b) em partículas maiores, milimétricas, com área superficial específica pequena, predominam as forças de natureza mássica ou gravitacional.

Assim, para partículas pequenas do agregado miúdo, o melhor empacotamento diminui a porosidade da matriz (argamassa), restando uma maior quantidade de água disponível na superfície das partículas – cimento, sílica e areia fina - otimizando a trabalhabilidade. A razão para a maior fluidez obtida é que passa a existir uma menor distância de separação entre partículas. A composição de areia grossa merece igualmente uma análise granulométrica, desde que um melhor empacotamento implica menor quantidade de argamassa, influenciando diretamente no custo. Deve-se ter em mente que a dificuldade espacial de movimentação destas partículas varia diretamente com o teor de argamassa e coeficiente de atrito interno, portanto o teor de grossos deve estar em uma proporção adequada para atender esta mobilidade.

-Absorção das concreções lateríticas

A figura 2.32 ilustra a absorção de água das concreções lateríticas em função do tempo.

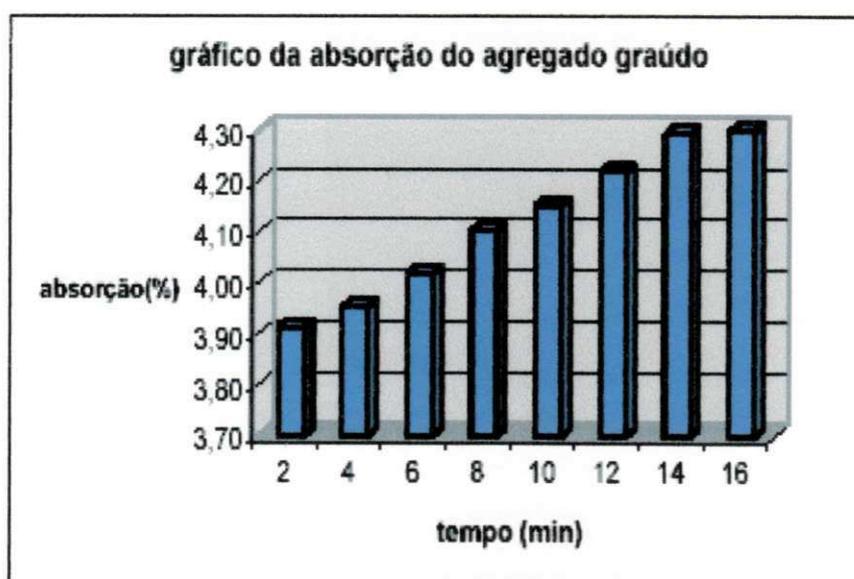


Figura 2.32 - Variação da absorção de água das concreções lateríticas em função do tempo. Fonte: FUTIDA; LIBORIO (2005).

Silva e Liborio, (2004) estudaram a frente de penetração de cloretos em concreto

laterítico com material da jazida de Jacumã-PB. Usaram o método calorimétrico de aspersão de nitrato de prata de acordo com a UNI 7928/1978 o qual é similar ao método de aspersão de fenolftaleína para determinar a frente de carbonatação no concreto. Com solução de 3,5 % de NaCl verificaram a profundidade de penetração dos íons cloretos no concreto laterítico nas idades de 35, 63, 147 e 427 dias ou após 4, 8, 20 e 60 ciclos de molhagem e secagem. A solução de 3,5% de NaCl tentou reproduzir a solução da água do mar no que tange ao teor de cloreto de sódio. Os traços do concreto laterítico utilizados foram 1: 5 e 1: 6,5 com 10% de sílica e cimento CP III 40.

2.3.8 - Concretos com agregados dopados

2.3.8.1 - Determinação da frente de penetração de cloretos

Silva e Liborio (2005), estudaram a frente de penetração de cloretos em concreto laterítico da jazida de Jacumã-PB, deste trabalho de pesquisa. Usaram o método calorimétrico de aspersão de nitrato de prata de acordo com a UNI 7928/1978 o qual é similar ao método de aspersão de fenolftaleína para determinar a frente de carbonatação no concreto. Com solução de 3,5 % de NaCl verificaram a profundidade de penetração dos íons cloretos no concreto laterítico nas idades de 35, 63, 147 e 427 dias ou após 4, 8, 20 e 60 ciclos de molhagem e secagem.

O quadro 2.16 apresenta os resultados obtidos do ensaio de penetração de cloretos no concreto laterítico em função dos traços 1:5 e 1 :6,5 e do tipo de cimento utilizado CP ARI PLUS , CP V ARI RS ou CP III 40 .Os dois primeiros resultados apresentados fazem parte da pesquisa sobre “Resistência à corrosão do concreto de alto desempenho frente à ação de cloretos”, realizada pelos autores. Servem como referência aos valores obtidos para o concreto laterítico. Observam-se resultados muito próximos entre os concretos com agregados graúdos basálticos e lateríticos. Sendo que para a amostra com cimento CP III 40, traço 1:5,0 após 8 ciclos a solução de NaCl no concreto laterítico penetrou 5 mm a menos que àquela no concreto com agregado basáltico e com cimento CP V ARI RS.

As profundidades médias de penetração em cm, medidas com paquímetro, foram 2,0 e 2,3 para o traço 1:5,0 e, 2,6 e 2,9 para o traço 1:6,5 com 4 e 8 ciclos respectivamente.

A figura 2.33 apresenta a ação da aspersão da solução de nitrato de prata sobre o corpo-de-prova de concreto laterítico. A tonalidade clara indica a região em que estão presentes íons cloretos. Estes valores de penetração devem ser comparados com os cobrimentos nominais estabelecidos na NBR 6118:2003, para as várias classes de

agressividades ambientais e elementos estruturais. Atente-se que os elementos estruturais devido aos efeitos de flexão aos quais estão submetidos em trabalho, apresentam-se fissurados, pois são dimensionados no Estádio III, e os corpos-de-prova embora submetidos às condições agressivas não se apresentam sob as mesmas condições de fissuração. Sua condição assemelha-se às regiões entre fissuras do elemento estrutural. Ou seja, o alto desempenho do concreto é o desempenho da argamassa, como alerta Liborio (2004). A fissuração do elemento estrutural abre espaços por onde penetra com mais facilidade ações agressivas dos vários íons.

Quadro 2.16 - Penetração de cloretos.

Cimento	Teor de sílica dos concretos	Frente de penetração	
		4 ciclos	8 ciclos
CP V ARI PLUS	10 % SFS	2,1	2,2
CP V ARI RS	10% SFS	2,0	2,8
CP III 40 1:5,0	10% SFS	2,0	2,3
CP III 40 1:6,5	10% SFS	2,6	2,9

Fonte: SILVA; LIBORIO (2005).

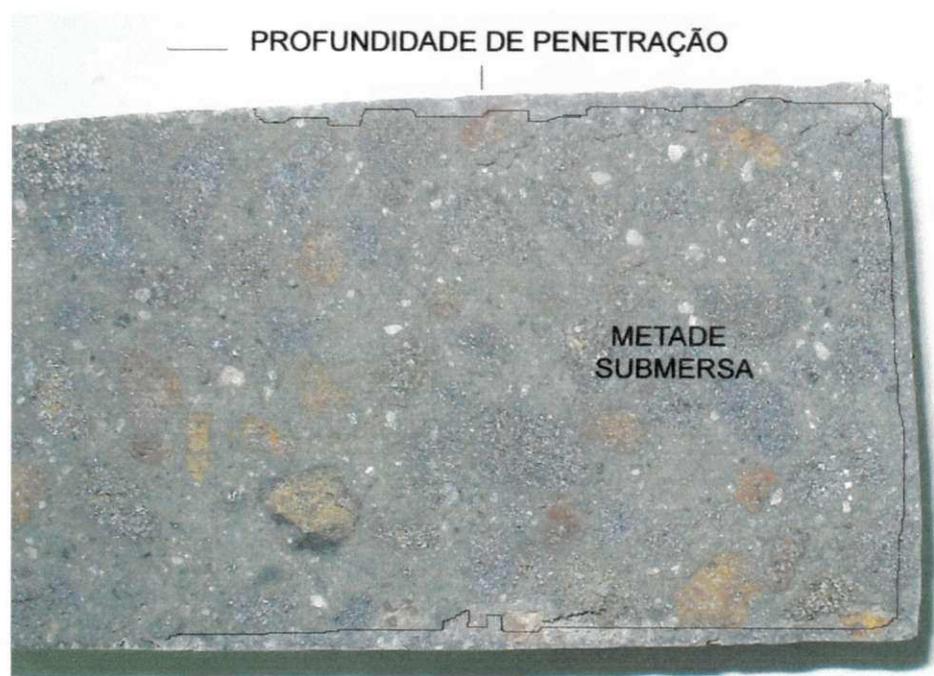


Figura 2.33 - Ação da aspensão da solução de nitrato de prata sobre o corpo-de-prova de concreto laterítico. Fonte: SILVA; LIBORIO (2005).

2.3.8.2 - Determinação do teor de argamassa, resistência à compressão dos corpos-de-prova e módulo de elasticidade, para o traço unitário 1: 5,0

A determinação do teor ótimo de argamassa para o traço 1:5,0 e de acordo com a metodologia proposta teve início com o percentual de 47% e ao final encontrou-se o teor de argamassa de 57% como aquele que proporciona um concreto com uma superfície vertical compacta, sem vazios, coeso e sem desprendimento de agregados graúdos. Após moldagem e ruptura dos corpos-de-prova com os traços com mais e menos cimento 1: 3,5 e 1: 6,5 respectivamente, obtiveram-se os dados apresentados nos quadros 2.17 e 2.18 e o diagrama de dosagem ilustrado na figura 2.34 para o concreto laterítico com uso do CP III 40.

Quadro 2.17 - Características de dosagens utilizadas e resultados para o cimento CP ARI PLUS.

Traço em massa	1: m	1:3, 5	1:5,0	1:6,5
	1: as:a ₁ :a ₂ :p	1:0,08:0,78:0,78;1,94	1:0,08:1,21:1,21:2,58	1:0,08:1,64:1,64:3,23
Teor de argamassa (%)		57	57	57
Relação água/aglomerante		0,24	0,37	0,42
Teor de aditivo: Ad. Cast(%)		0,6	0,6	0,6
Consistência (mm)		120 ± 20	120 ± 20	120 ± 20
Massa específica (kg/m ³)		2410,00	2388,00	2354,00
Consumo de materiais (kg/m ³)	CP III 40 RS	449,00	347,00	283,00
	Sílica	38,00	29,00	24,00
	Areia fina	391,00	467,00	515,00
	Areia grossa	391,00	467,00	515,00
	Concreções	966,00	995,00	1014,00
	Superplastificante	3,00	2,00	2,00
	Água	137,00	106,00	86,00
Resistência à compressão axial (MPa)	3 dias	37,00	32,9	30,2
	7 dias	39,2	35,0	32,2
	28 dias	43,2	39,6	36,4
	63 dias	45,30	42,40	40,30
	91 dias	45,5	43,0	40,7
Módulo de elasticidade (GPa)	28 dias	51,00	48,00	37,00

Fonte: FUTIDA; LIBORIO(2005).

Quadro 2.18 - Características de dosagens utilizadas e resultados para o cimento CP III 40 RS.

Traço em massa	1: m	1:3, 5	1:5,0	1:6,5
	1: as:a ₁ :a ₂ :p	1:0,08:0,78:0,78;1,94	1:0,08:1,21:1,21:2,58	1:0,08:1,64:1,64:3,23
Teor de argamassa (%)		57	57	57
Relação água/aglomerante		0,25	0,32	0,47
Teor de aditivo: Ad. Cast(%)		0,6	0,6	0,6
Consistência (mm)		100 ± 20	100 ± 20	100 ± 20
Massa específica (kg/m ³)		2.400,00	2.356,00	2.339,00
Consumo de materiais (kg/m ³)	CP III 40 RS	449,00	347,00	283,00
	Sílica	38,00	29,00	24,00
	Areia fina	391,00	467,00	515,00
	Areia grossa	391,00	467,00	515,00
	Concreções	966,00	995,00	1014,00
	Superplastificante	3,00	2,00	2,00
	Água	137,00	106,00	86,00
Resistência à compressão axial (MPa)	3 dias	28,00	24,00	18,00
	7 dias	33,00	31,00	27,00
	28 dias	38,00	36,00	36,00
	63 dias	44,00	42,00	37,00
	91 dias	45,00	43,00	38,0
Módulo de elasticidade (GPa)	28 dias	47,50	52,00	41,00

Fonte: FUTIDA; LIBORIO (2005).

Diagrama de dosagem de concreto

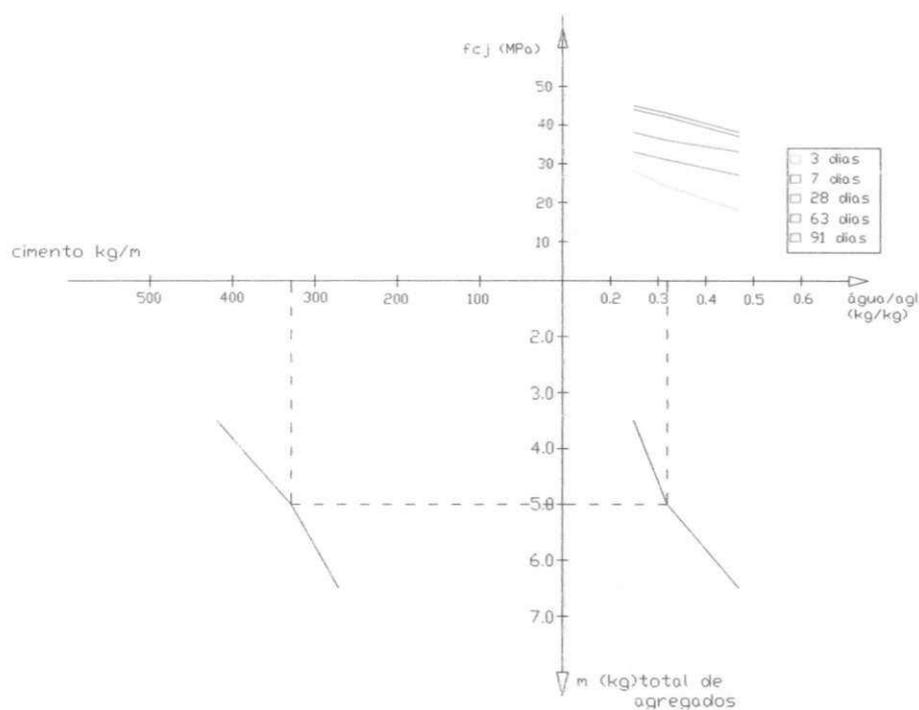


Figura 2.34 - Diagrama de dosagem do concreto laterítico com o cimento CP III - 40

Observa-se dos resultados apresentados nos quadros 2.17 e 2.18, o aumento da resistência à compressão simples do concreto laterítico com o aumento do consumo de cimento. Devido ao processo de transferência de esforços ao qual o compósito está submetido, a resistência do agregado limita o acréscimo de resistência, mesmo com o acréscimo do teor de cimento. Observa-se um aumento da resistência com a diminuição da relação água/aglomerante.

O traço intermediário 1:5,0 apresentou módulo de elasticidade, 52 GPa, maior que o traço de concreto com maior teor de cimento 1:3,5, para o concreto laterítico dosado com cimento CP III 40 RS. Este valor obtido para o módulo de elasticidade apresenta-se elevado em relação aos demais. Com o CP ARI PLUS o módulo de elasticidade cresceu com o aumento do teor de cimento da mistura. Também se observa que percentualmente, o módulo de elasticidade cresceu numa razão maior que a resistência à compressão simples, à medida que aumentou o teor de cimento das proporções utilizadas.

2.3.8.3 - - Ensaios de microscopia eletrônica de varredura

Amostras de concreto laterítico foram analisadas através de microscopia eletrônica de varredura. Apresenta-se na figura 2.35 a zona de interface entre a pasta e o agregado. A figura 2.36 apresenta imagens das concreções lateríticas mostrando os vazios de sua constituição.

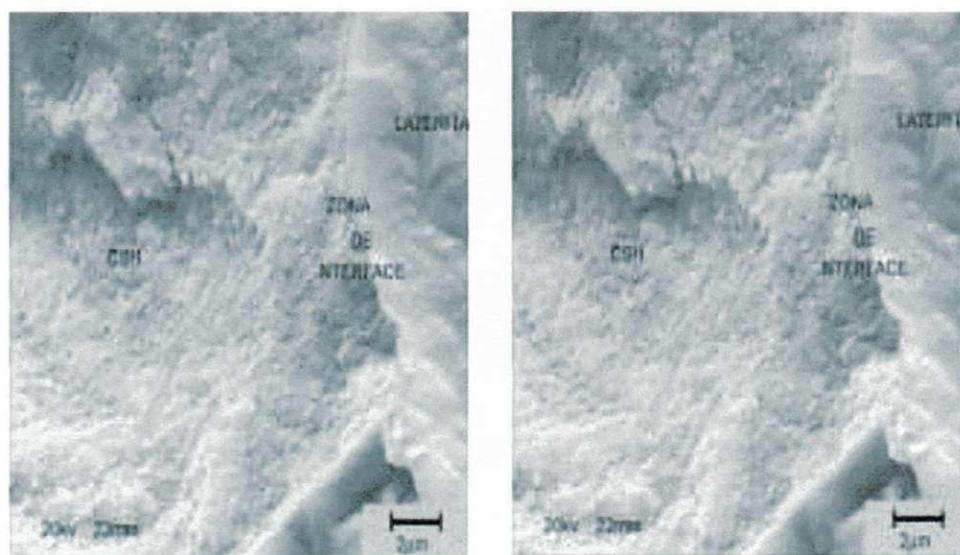


Figura 2.35 - Amostras de concreto laterítico analisadas através de Microscopia Eletrônica de Varredura - MEV. Fonte: FUTIDA; LIBORIO (2005).

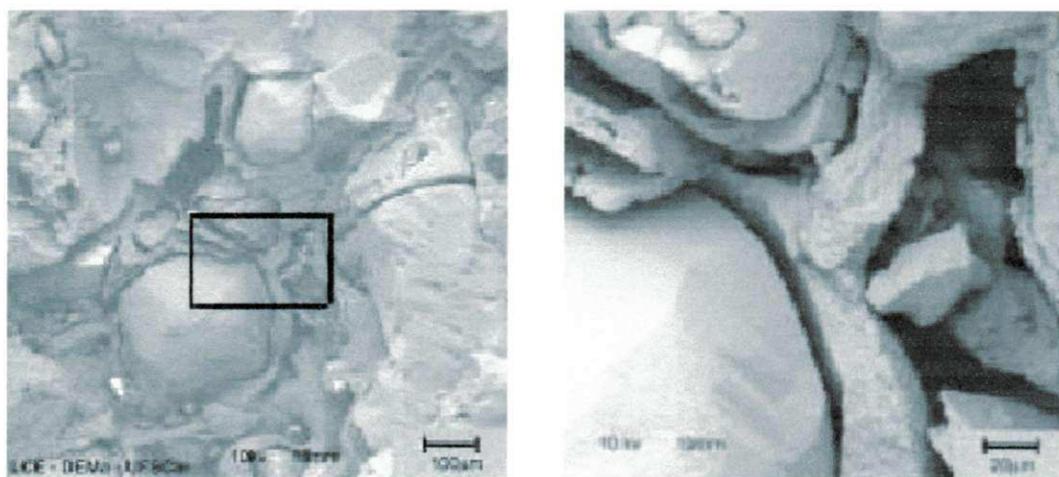


Figura 2.36 - Imagens obtidas de concreções lateríticas usando-se microscopia eletrônica de varredura-MEV. Fonte: FUTIDA; LIBORIO (2005).

CAPÍTULO 3

3 - MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - INTRODUÇÃO

O estudo do concreto de alto desempenho é uma das pesquisas de ponta na área de concreto armado pelas razões já expostas neste trabalho.

A busca por materiais alternativos para a construção civil com finalidade de baratear custos é imperiosa, diante do crescimento populacional existente, limitação de recursos econômicos e escassez de recursos naturais pelas altas demandas de consumo.

A pesquisa sobre agregado laterítico para utilização em concreto de alto desempenho, com sílica ativa, forma um par que agrega diversos valores de grande utilidade social, econômica e acadêmica.

3.2 - METODOLOGIA DE DOSAGEM UTILIZADA

O procedimento aqui utilizado difere do anterior desde que os agregados lateríticos, da mesma jazida Jacumã-PB, foram utilizados no concreto sem lavagem prévia. As graduações utilizadas para os agregados foram 0 e 1. As figuras 3.1, 3.2, e 3.3 apresentam a seqüência das etapas desenvolvidas da pesquisa sem lavagem dos agregados lateríticos. O estudo foi desenvolvido em três etapas: primeira etapa – caracterização dos materiais; segunda etapa – estudo da dosagem e terceira etapa – ensaios macro e micro estruturais e análises dos resultados e conclusões.

3.2.1 - Primeira etapa

Nesta etapa foram feitos os ensaios de caracterização dos agregados graúdos, miúdo, e aglomerante.

3.2.2 - Segunda etapa

Nesta etapa, foi realizado o estudo da dosagem através da escolha de três traços, em

função do teor de cimento da mistura, com menor teor de cimento, 1:6,5, traço médio 1:5,0 e traço com maior teor de cimento 1:3,5 sem aditivações chamada amostra de referência CLR(n). Onde o índice “n” assume os valores 5,0, 3,5 e 6,5 correspondentes aos traços utilizados. Em seguida foi adicionado a estas amostras aditivo superplastificante, identificado no texto como “A”, para avaliação das possíveis alterações na resistência à compressão simples dos corpos-de-prova. A esta amostra chamou-se CLA(n) Onde aqui n vale 3,5 que foi o traço utilizado com aditivo superplastificante. Sequencialmente foi usado o superplastificante “A” e a sílica ativa, identificada como “S”, em relação à massa de cimento Portland e observado o comportamento obtido em termos de resistência. A esta amostra designou-se de CLAS i (n). Onde “n” assume os valores de 5,0, 3,5 e 6,5 correspondentes aos traços utilizados e “i” assume os valores 5,0 % e 10,0 % que correspondem aos percentuais de sílica ativa utilizada nestes traços. O índice de consistência de 60 mm ± 10 mm foi tomado como referência. Em todos os ensaios a trabalhabilidade foi satisfatória e não houve problemas de segregação ou dificuldades de concretagem dos moldes.

Nesta fase, os agregados ficaram saturados com a dispersão, formada pelo cimento, sílica ativa, e superplastificante e parte da água de amassamento. As adições foram consideradas em acréscimo ao cimento.

3.2.3 - Terceira etapa

Nesta etapa, os corpos-de-prova das amostras CLR(n), CLA(n), CLAS i (n) foram rompidos nas idades de 3, 7, 14, 21, e 28 dias. Duas amostras adicionais foram feitas com traço 1:5,0 e ensaiados para determinação do Módulo de plasticidade e coeficiente de Poisson. Determinadas estas duas grandezas pode-se determinar também o módulo de cisalhamento transversal G do concreto laterítico. Estes ensaios foram realizados através dos métodos da ABNT de aplicação de ciclos de carregamento e descarregamento, com os planos de carga I, II e III, NBR 8522 e de ultra-sonografia, NBR 8802. Para se ter um conhecimento e visualização das amostras com maior profundidade e dos fenômenos que foram desenvolvidos no interior do material, em especial na zona de interface pasta-agregado, foram retiradas amostras para ensaios microestruturais de microscopia eletrônica de varredura-MEV cujas imagens encontram-se no anexo. Estes ensaios foram realizados nos laboratórios da UFRN em Natal-RN.

Foi feita também uma análise estatística através do programa Statistica for Windows, para os resultados das resistências à compressão dos corpos-de-prova de concreto laterítico ensaiados. A metodologia usada pela estatística é uma ferramenta imprescindível na

confirmação de dados e hipóteses. As variáveis utilizadas para avaliar o grau de importância na resistência à compressão foram o percentual de sílica ativa, teor de superplastificante, fator a/c, traço utilizado na mistura e tempo de cura.

De posse deste conjunto de resultados foram feitas análises e correlações de grandezas para tentar explicar o comportamento do material pesquisado e estabelecer os possíveis limites de utilização prática.

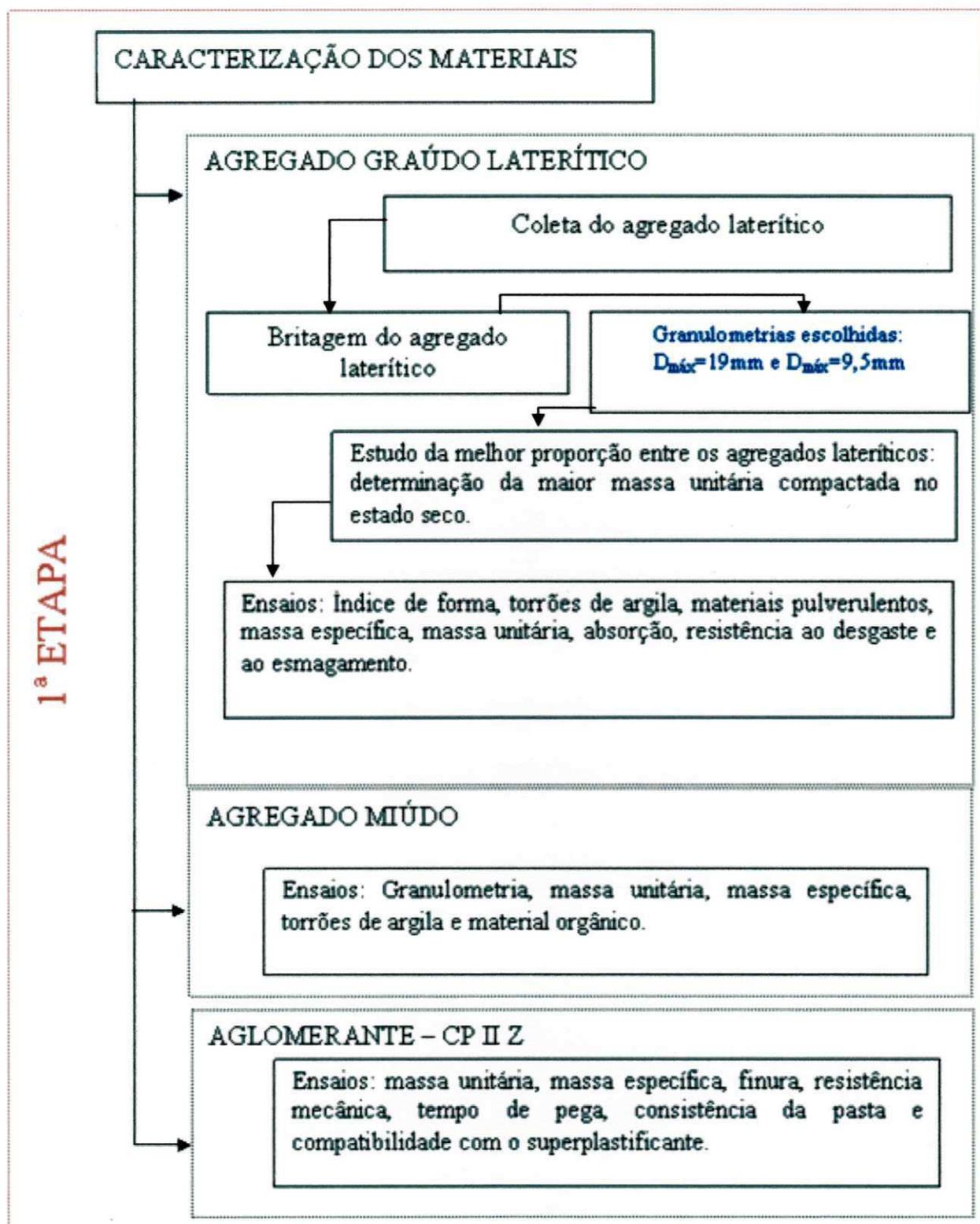


Figura 3.1 – Fluxograma da pesquisa. Primeira etapa

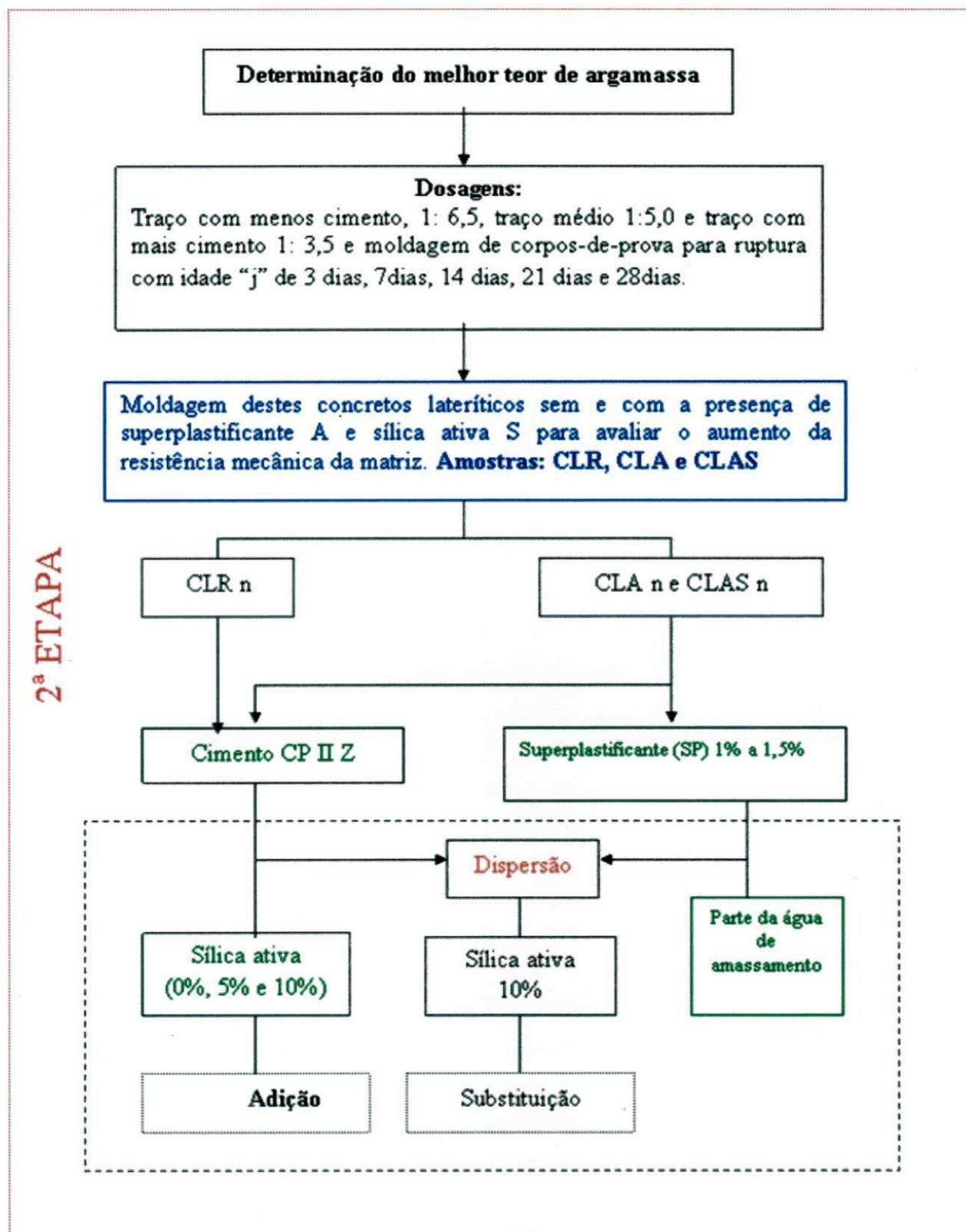


Figura 3.2 – Fluxograma da pesquisa. Segunda etapa

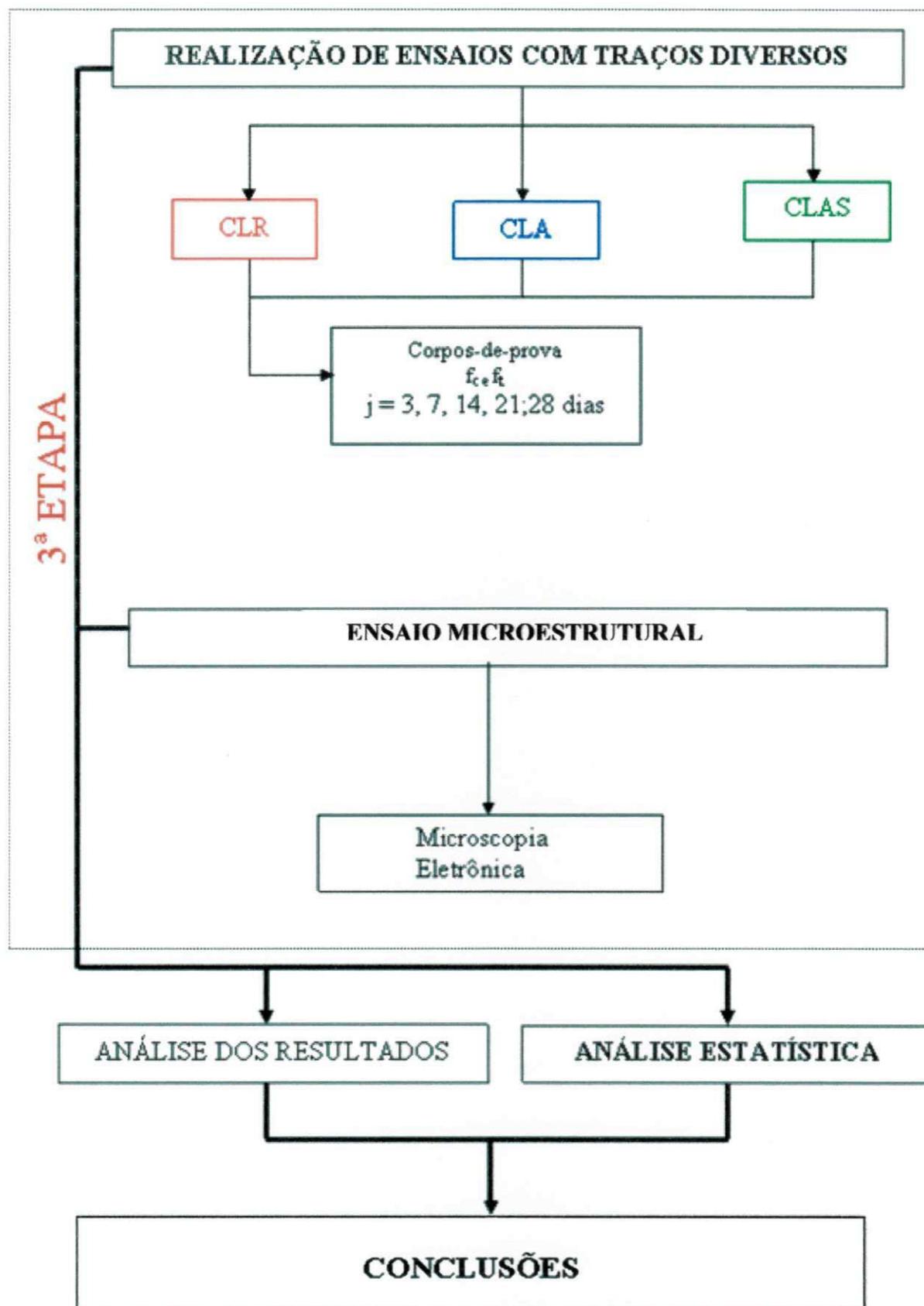


Figura 3.3 - Fluxograma da pesquisa. Terceira etapa

3.2.4 - Materiais e metodologias utilizadas para ensaios de caracterização

Os materiais usados na atual pesquisa foram: concreções lateríticas, areia, água, cimento, aditivo superplastificante e sílica ativa.

3.2.4.1 - Agregado graúdo (concreções lateríticas)

O material foi britado, peneirado, separado e acondicionado em sacos em função dos diâmetros máximos 19,0 mm, 9,5 mm, 6,3 mm e 4,8 mm. Foram escolhidos dois diâmetros máximos para compor o traço utilizado, 9,5mm - graduação 0 e 19,0 mm - graduação 1. Para atender tais disposições quanto às quantidades retidas nas peneiras usaram-se os procedimentos normativos da NBR-7211-Agregado para concreto. Tais valores fixados em todos os traços efetuados foram:

$D_{max} = 9,5 \text{ mm}$

5% retido acumulado na peneiras 9,5 mm

95 % retido acumulado na peneira 4,8 mm

$D_{max} = 19 \text{ mm}$

5% retido acumulado na peneira 19 mm

75% retido acumulado na peneira 9,5 mm

92% retido acumulado na peneira 6,3 mm

100% retido acumulado na peneira 4,8 mm

3.2.4.2 - Areia

A areia utilizada foi areia grossa do rio Paraíba. O material foi acondicionado em sacos e protegido das intempéries em laboratório e utilizado com umidade natural após peneiramento.

3.2.4.3 - Água

A água utilizada foi a destinada ao consumo doméstico.

3.2.4.4 - Cimento

O cimento utilizado foi o CP II Z 32.

3.2.4.5 - Aditivo superplastificante

O glenium é um aditivo de última geração, constituída por grupos funcionais de cadeias de diferentes comprimentos. Tem como base química os policarboxilatos, com variações de densidade de 1,067 a 1,107 g/cm³, pH de 5 a 7, sólidos de 28,5% a 31,5% , e viscosidade de 95 a 160 cps.

O percentual de 1,0% de superplastificante em relação à massa do cimento foi utilizado na grande maioria dos traços. Este valor está dentro do recomendado para uso em concretos de alto desempenho.

3.2.4.6 - Silica ativa

A sílica ativa, utilizada foi Silmix, obtida da empresa Camargo Correia. Foi utilizada nos percentuais de 5% e 10% . Em alguns traços em adição e outros em substituição ao cimento Portland.

3.2.5 - Caracterização do agregado graúdo

3.2.5.1 - Esfericidade do agregado

A esfericidade do agregado graúdo poderá interferir na resistência do concreto e ainda criar falha na sua estrutura interna.

Partículas com elevada relação entre área superficial e volume aumentam a demanda de água para uma boa trabalhabilidade do concreto. As partículas angulosas exigem mais água para uma mesma trabalhabilidade.

Para o agregado graúdo, a forma equidimensional das partículas é preferível pois, aquelas que se afastam desse formato têm maior área superficial e se acomodam de modo anisotrópico (alongadas e as lamelares). As partículas lamelares influem na durabilidade pois a água de exsudação e as bolhas tendem a se acumular sob elas.

Um dos métodos utilizados para determinação é o da norma francesa AFNORP-18 – 310. Consiste em se determinar um coeficiente volumétrico médio de uma amostra obtida a partir do quarteamento de um lote representativo de agregado, até obter-se uma massa de 250 g. Calcula-se o volume dos agregados, por exemplo, pelo deslocamento de um líquido de volume previamente estabelecido, obtendo-se então o volume V , que é o volume da amostra. O agregado deverá estar no estado saturado, porém com a superfície seca. Em seguida, conforme indicado na figura 3.4, faz-se as medidas dos diâmetros “ d ” de cada partícula, e se calcula o Coeficiente Volumétrico C_v .

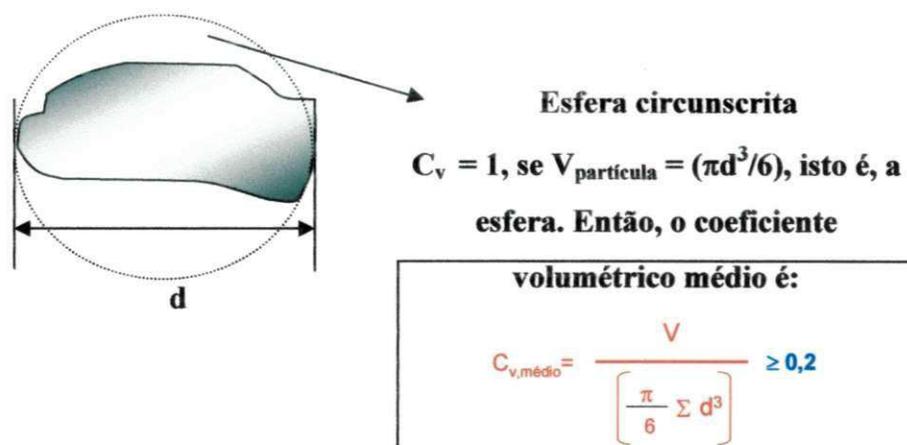


Figura 3.4 – Avaliação da esfericidade do agregado

3.2.5.2 - Materiais pulverulentos

É constituído por partículas com dimensão inferior a 75µm inclusive por materiais solúveis em água. A presença excessiva dessas partículas pode afetar a trabalhabilidade e aumentar o consumo de água por metro cúbico. O limite estabelecido para o agregado graúdo é de 1%. O ensaio foi realizado conforme NBR 7219/1987

3.2.5.3 - Resistência de agregado ao esmagamento

Pode-se considerar que a resistência à compressão, a resistência à abrasão e o módulo de deformação são propriedades interligadas e são muito influenciadas pela porosidade do agregado. A resistência ao esmagamento, em percentagem, é dada pelo peso do material retido na peneira de 2,4mm, após o ensaio. O ensaio foi realizado conforme NBR 9938.

3.2.5.4 - Determinação da abrasão “Los Angeles”

Este ensaio determina o desgaste sofrido pelo agregado, quando colocado na máquina Los Angeles, juntamente com uma carga abrasiva. O desgaste é expresso como percentagem em peso do material que após o ensaio passa pela peneira de malha quadrada de 1,68mm. O ensaio foi realizado conforme NBR 6465/1984.

3.2.5.5 - Determinação da massa específica do agregado graúdo

Realizado conforme NBR 9937/1987

3.2.5.6 - Determinação da massa específica na condição saturada seca

Realizada conforme NBR 9937/1987

3.2.5.7 - Determinação da absorção do agregado graúdo

O agregado pode ser utilizado na produção do concreto em diversas condições de umidade. Quando todos os poros permeáveis estão preenchidos e não há uma película de água

na superfície, diz-se que o agregado está na condição de saturado com superfície seca (SSS). Se estiver saturado, mas se houver umidade livre na superfície, o agregado está saturado. Se toda a água evaporável for removida por aquecimento a 100°C em estufa, diz-se que está na condição seco em estufa. Se for colocado ao ar e entrar em equilíbrio com a umidade ambiente, estará na condição seco ao ar.

A capacidade de absorção é definida como a quantidade total de água requerida para levar o agregado da condição seco em estufa para a condição SSS, enquanto que a absorção efetiva é definida como a quantidade de água requerida para levar o agregado da condição de seco ao ar para a condição SSS. O ensaio de absorção foi realizado conforme NBR 9937/1987.

3.2.5.8 - Textura superficial dos agregados

A textura superficial tem influência sobre a sua aderência à pasta de cimento e também à demanda de água de mistura.

Avaliada conforme o disposto no quadro 2.5, características de textura dos agregados.

3.2.5.9 - Angulosidade do agregado

A forma dos agregados utilizados em um concreto influencia no grau de adensamento, pois proporciona uma maior ou menor quantidade de vazios da sua estrutura interna. O número de angulosidade é crescente e geralmente está no intervalo entre 0 e 11.

O ensaio foi desenvolvido conforme o método BS 812/1975.

3.2.5.10 - Determinação do teor ótimo de agregados

O estabelecimento da melhor percentagem entre os agregados graúdos de graduações 0 e 1 para a mistura, foi realizado conforme procedimento utilizado em HELENE e TERZIAN (2001). O procedimento utilizado tem como objetivo obter o menor índice de vazios da mistura. Iniciou-se o procedimento com 30 kg da graduação 0. Acrescentando-se percentuais da graduação 1 e pesando-se as quantidades obtidas encontrou-se o teor ótimo da mistura das graduações 0 e 1 utilizadas na investigação.

3.2.6 - Caracterização do agregado miúdo

3.2.6.1 - Teor de argila em torrões e materiais friáveis

O teor máximo permitido pela especificação de agregados para concreto (NBR 7211) considerando agregado miúdo é de 3%, em massa, enquanto que para agregado graúdo é limitado em 1% em concreto aparente, 2% em concreto sujeito a desgaste superficial e 3% para os demais concretos. O ensaio foi realizado conforme NBR 7218/1987.

3.2.6.2 - Análise granulométrica dos agregados

A composição granulométrica mostra a distribuição dos grãos que constitui os agregados, geralmente expressa em termos de porcentagens individuais ou acumuladas retidas em cada uma das peneiras da chamada série normal ou intermediária. A composição granulométrica tem influência na trabalhabilidade e no custo. Em geral, areias muito grossa podem produzir misturas de concreto ásperas e não trabalháveis, enquanto que muito finas aumentam o consumo de água e, portanto, o consumo de cimento para uma dada relação água/cimento e são antieconômicas. O ensaio foi realizado conforme NBR 7217/1987.

3.2.7 - Caracterização do cimento Portland

3.2.7.1 - Cimento Portland - Determinação da finura por meio da peneira N° 200 (0,0074mm)

A finura do cimento é caracterizada pelo índice de finura, que é o material retido na peneira 75 μ m, expresso em porcentagem de massa. A especificação técnica para este ensaio, segundo a norma brasileira é um valor menor que 12 %. Foi realizado conforme ABNT – MB 3532 / 1991

3.2.7.2 - Cimento Portland – Determinação da água da pasta de consistência normal

Determina-se com este ensaio a água que confere consistência normal à pasta de cimento Portland. É expressa em porcentagem de massa relativa ao cimento. O ensaio foi realizado conforme ABNT-MB 3433 /1991

3.2.7.3 - Cimento Portland – Determinação dos tempos de pega

Determina-se com este ensaio os tempos de início e fim de pega da pasta de cimento. Os tempos são expressos em horas e minutos. As especificações da norma brasileira são para os tempos de início $\geq 1h$ e fim de pega $\leq 10h$. O ensaio foi realizado conforme ABNT-NBR 11581 /1991

3.2.7.4 - Cimento Portland e outros materiais em pó. Determinação da massa específica

Realizado conforme ABNT – NBR NM 23 /2001 -

3.2.7.5 - Cimento Portland-Determinação da resistência à compressão

Determina-se a resistência à compressão de corpos-de-prova, de 50mm de diâmetro por 100mm de altura, elaborados com argamassa composta de uma parte de cimento, três de areia normalizada, em massa e com relação água/cimento de 0,48. Realizado conforme ABNT-NBR 7215 /1996.

3.2.8 - Caracterização do cimento

3.2.8.1 - Cimento Portland – determinação do espalhamento

Realizado pelo ensaio de Kantro descrito por AITCIN (2000).

O ensaio consiste em avaliar a eficiência de teores diversos de aditivo, na plastificação de uma pasta de cimento Portland (CP V ARI RS), com ou sem adições, com aditivo superplastificante. O ensaio foi realizado adotando-se uma relação $a/c=0,35$. O ensaio foi realizado com 500g de cimento, fator $a/c=0,35$ e com o cimento CP V ARI RS. Foram utilizados cinco teores do superplastificante Glenium 51, 0%, 0,3%, 0,6%, 0,9%, 1,2%. O material foi batido durante 1 minuto em velocidade baixa, descanso de 30s e batido novamente por 30s em velocidade alta. Preencheu-se o tronco de cone posicionando-o sobre uma placa de vidro, disposta na horizontal, untada com óleo mineral puro, conforme figura 3.5. Mediram-se dois diâmetros à área de espalhamento da pasta após a retirada do tronco de cone, e com eles determinaram-se as áreas correspondentes. O ponto a partir do qual o acréscimo de superplastificante terá pouca influência na plasticidade da argamassa é considerado como ponto de saturação do aditivo.

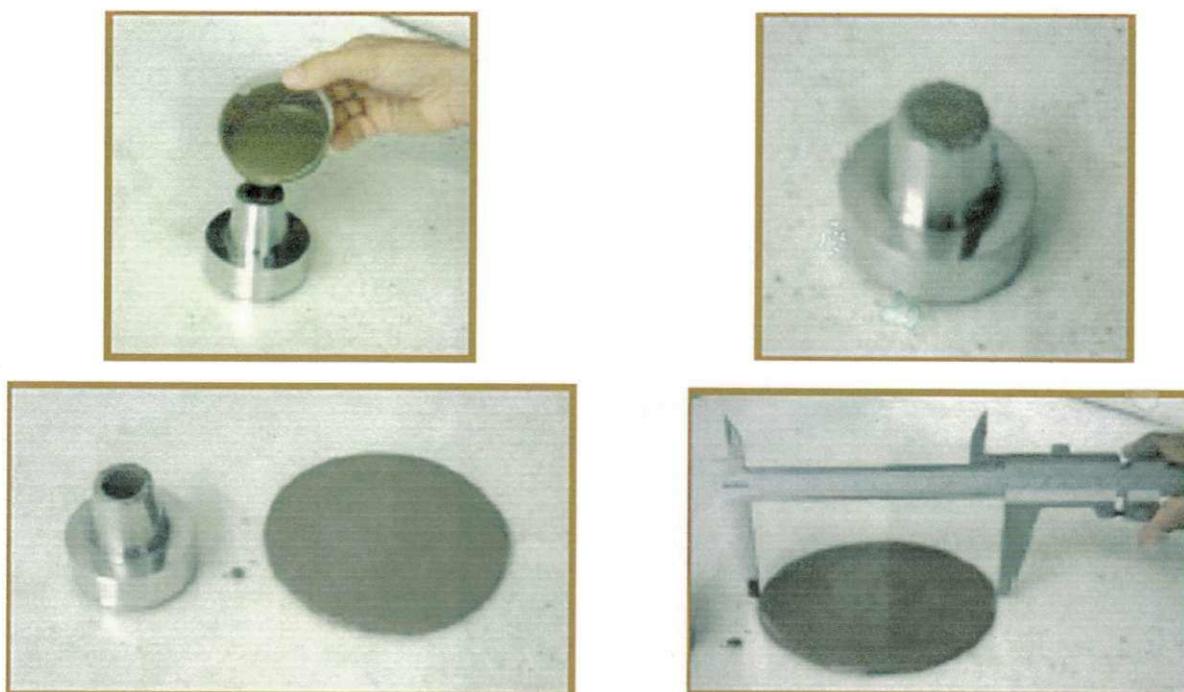


Figura 3.5 – Equipamento para realização do ensaio de Kantro

3.2.9 - Determinação do melhor teor de argamassa da mistura /

O estabelecimento da determinação do melhor teor de argamassa da mistura foi feito a partir do método NBR 7810/1983 e da metodologia utilizada em Helene e Terzian (2001).

Fundamentalmente deseja-se sempre determinar a composição ótima do concreto para uma dada relação água-cimento ou água-aglomerantes, assim como de sílica/cimento. Esta trabalhabilidade depende essencialmente da fluidez da pasta. A quantidade ideal é a mínima que assegura coesão e garante trabalhabilidade.

Iniciou-se com um teor de argamassa $\alpha = 47\%$ e com acréscimos sucessivos de 2% chegou-se ao valor final de 59%. Considerou-se 2% de perdas que foram acrescentadas ao último valor.

3.2.10 - Ensaios macroestruturais nos concretos lateríticos /

Os ensaios macroestruturais realizados nos concretos lateríticos foram resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.

Os ensaios de resistência à compressão simples nos corpos-de-prova foram realizados conforme o método de ensaio NBR 5739/1994. Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral para corpos-de-prova cilíndricos foram realizados conforme o método de ensaio NBR 7222/1994.

A grandeza do módulo de elasticidade do concreto tem importância para avaliação das deformações em elementos estruturais. Para suas determinações foram usados os traços CLAS*. Foi escolhido o traço 1:5,0 com teor de argamassa (α) = 61%. O Módulo de elasticidade do concreto laterítico foi determinado através de dois ensaios diferentes. Métodos de ensaio NBR 8522/1984 - Concreto-Determinação do módulo de deformação estática e diagrama-tensão-deformação e NBR 8802/1985 - Ensaio de ultra-sonografia-PUNDIT - Concretos endurecido-Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica.

Alguns destes corpos-de-prova após serem avaliados pelo ensaio não destrutivo de ultra-sonografia foram rompidos também à compressão simples para se obterem informações sobre suas resistências.

3.2.11 - Execução dos traços e moldagem dos corpos-de-prova dos concretos lateríticos /

Para execução dos traços foram escolhidas três proporções, 1: 3,5 , 1 : 5,0 e 1 : 6,5. O critério de escolha foi baseado nos procedimentos de dosagem de concreto, segundo a metodologia de Helene e Terzian (2001).

O quadro 3.1 ilustra as dosagens com traços diversos realizadas com os concretos lateríticos de referência CLR, concreto laterítico com aditivo superplastificante CLA, e concretos lateríticos com aditivo superplastificante e sílica ativa CLAS, nas três proporções acima descritas com os percentuais de sílica S de 5 % e 10%. Vale ressaltar que os últimos dois traços CLAS* indicados com asteriscos apresentados no quadro 3.1, foram usados na determinação do módulo de elasticidade do concreto laterítico e realizados através dos métodos distintos de ciclos de carregamento com os planos de carga tipo I, II e III e ultrasonografia com o equipamento PUNDIT. Para clareza e entendimento do texto com relação a série de dosagens realizadas tem-se por exemplo, que CLAS 5 (3,5) representa moldagem de concreto laterítico(CL), com aditivo superplastificante(A), sílica ativa(S) com percentual de 5% para o traço de proporção 1:3,5.

A partir da determinação do consumo de cimento em quilogramas, obtiveram-se as quantidades de agregados graúdo e miúdo do traço considerado. Desde que foram determinadas, a priori, as percentagens granulométricas ótimas das misturas com concreções lateríticas de diâmetros máximos 9,5 mm e 19,0 mm, aplicaram-se este percentual para determinação da quantidade de agregado graúdo do traço correspondente. A água foi adicionada à mistura sempre por partes para melhor controlar a trabalhabilidade avaliada pela consistência.

Quadro 3.1 - Dosagens utilizadas nas moldagens dos corpos-de-prova para o concreto laterítico

Denominações			Sílica ativa (%)
CLR	CLR (5,0)	1: 5,0	-
	CLR (3,5)	1: 3,5	-
	CLR (6,5)	1: 6,5	-
CLA	CLA (3,5)	1: 3,5	-
CLAS	CLAS5 (5,0)	1: 5,0	5,0
	CLAS5 (3,5)	1: 3,5	5,0
	CLAS5 (6,5)	1: 5,0	5,0
	CLAS10 (5,0)	1: 5,0	10,0
	CLAS10 (3,5)	1: 3,5	10,0
	CLAS10 (6,5)	1: 6,5	10,0
	CLAS*5 (5,0)	1: 5,0	5,0
	CLAS*5 (3,5)	1: 5,0	5,0

A ordem de colocação dos materiais na betoneira foram inicialmente as concreções lateríticas, com adição de parte da água correspondente a sua absorção; na seqüência o cimento, a areia e por último o restante da água. Nos traços em que foi usado o superplastificante e a sílica ativa, parte desta foi inicialmente colocada sobre as concreções e o restante adicionados à água de amassamento, fazendo-se uma dispersão e em seguida misturados aos constituintes da mistura durante alguns minutos. Em cada uma das seqüências, os materiais foram deixados na betoneira com um tempo de rotação necessário para a que a mistura ficasse homogênea. Após o tempo de mistura era observado a consistência e o aspecto visual da qualidade do concreto. Vertia-se o concreto e abria-se uma fenda no mesmo com a colher-de-pedreiro, a fim de verificar a homogeneidade da argamassa e o grau de envolvimento desta com o agregado graúdo.

Os corpos-de-prova cilíndricos foram moldados conforme o método de ensaio NBR5738/94. Após o tempo de mistura na betoneira era feito o ensaio de consistência no concreto para avaliação da trabalhabilidade. O concreto era vertido nos moldes metálicos, que estavam untados com óleo, e adensado com vibrador de imersão. Em seguida eram mantidos internamente no laboratório, protegidos do vento e com temperatura ambiente. A retirada dos moldes era feita 24 horas após a concretagem. Em seguida eram imersos em água até véspera do ensaio. Retirados da água, eram secos ao ar até o momento da ruptura.

3.2.12 - Módulo de elasticidade

Também foram realizados ensaios de determinação do módulo de elasticidade do concreto laterítico, usando-se o procedimento do método de ensaio NBR 8522. A norma estabelece o método de determinação dos módulos de deformação longitudinal, tangente e secante, e diagramas tensão – deformação do concreto, sob carregamento estático, à compressão axial simples, em corpos-de-prova cilíndricos moldados ou extraídos (testemunhos).

Para melhor confiabilidade nos resultados obtidos no ensaio, foram rompidos corpos-de-prova à compressão simples, para previsão da tensão de ruptura à compressão do concreto designada no método como tensão estimada f_c . O valor representativo médio foi utilizado para estimar a tensão superior dos ciclos de carga como sendo igual a 30% da tensão prevista de ruptura, como estabelece o método de ensaio supramencionado. A faixa de tolerância prescrita é de mais ou menos 20% para f_c , do valor da resistência real f_{real} . A sensibilidade dos extensômetros de medida é de 1/100 mm.

Para o módulo de deformação secante, por ciclos de carregamento e descarregamento, a expressão usada para cálculo, segundo o método de ensaio retro mencionado, foi:

$$E_{\text{sec},n} = \frac{\sigma_n - \sigma_{n_0}}{\varepsilon_n - \varepsilon_0} \quad [\text{Eq. 3.1}]$$

Onde:

$E_{\text{sec},n}$ = módulo de deformação secante correspondente à inclinação da reta unindo os pontos do diagrama tensão-deformação relativos às tensões $\sigma_{\text{inf}} = 0,5 \text{ MPa}$ e σ_n ;

σ_n = tensão considerada para o cálculo do módulo secante;

ε_n = deformação específica correspondente à tensão σ_n ;

$n = 0,1 \dots 0,7$ ou $0,8$;

ε_0 = deformação específica correspondente à leitura l_0 .

Para o módulo de deformação tangente inicial, calculado também segundo a expressão contida no método de ensaio NBR 8522, usou-se:

$$E_0 = 2 \frac{\sigma_{\text{sup}} - \sigma_{\text{inf}}}{\varepsilon_{0,3} - \varepsilon_0 + \varepsilon'_{0,3} - \varepsilon'_0} \quad [\text{Eq. 3.2}]$$

Onde:

E_0 = módulo de deformação tangente inicial

$\varepsilon'_{0,3}$ = deformação específica correspondente à leitura $l'_{0,3}$

ε'_0 = deformação específica correspondente à leitura l'_0 .

3.2.13 - Determinação do coeficiente de Poisson dos concretos lateríticos (

As deformações transversais dos corpos-de-prova foram determinadas simultaneamente com as deformações longitudinais na realização do ensaio de determinação do Módulo de plasticidade. Com isto, foi possível determinar também o coeficiente de Poisson μ para o concreto laterítico. Foi utilizado um fator de correção de leituras transversais k , devido às excentricidades dos extensômetros instalados no corpo-de-prova. As medidas destas excentricidades foram tomadas do eixo do corpo-de-prova até os extensômetros longitudinal e transversal. As expressões utilizadas para cálculo do coeficiente de Poisson μ e do fator de correção k foram:

$$\mu = k \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}; \quad [\text{Eq. 3.3}]$$

$$k = \frac{e_t}{e_t + e_l} \quad [\text{Eq. 3.4}]$$

Onde:

μ = Coeficiente de Poisson

ε_t = deformação transversal do corpo-de-prova no ensaio de compressão axial

ε_l = deformação longitudinal do corpo-de-prova no ensaio de compressão simples.

$k = 0,403$. Fator de correção das leituras transversais devido às excentricidades “ e_t ” e e_l , transversais e longitudinais dos extensômetros de medidas.

3.2.14 - Ensaio microestrutural

Para a análise microestrutural realizou-se a microscopia eletrônica de varredura-MEV. Algumas amostras foram ensaiadas no laboratório Institucional da Universidade Federal do Rio Grande do Norte- UFRN- Natal. O equipamento é o Modelo XL 30 - ESEM-2001 PHILIPS. A voltagem da energia de emissão para o feixe de elétrons que incide sobre a amostra varia de 0,5 KVA até 30KVA. As amostras tinham dimensões de 1,0 cm x 1,0 cm por 0,5 cm de espessura. Foram preparadas com serra diamantada no Centro Gemológico do Nordeste do Departamento de Mineração e Geologia da UFCG em Campina Grande. Para o corte foi utilizada serra diamantada de baixa rotação. As amostras antes do ensaio foram cobertas com uma fina camada de ouro cuja função é eliminar acúmulo de elétrons na superfície.

As imagens obtidas no MEV na UFRN foram a detector retroespalhado BSE e em detector secundário, SE. A distância de trabalho -WD foi de 9,8 mm do detector de elétrons.

A técnica de microscopia eletrônica de varredura -MEV- citada na literatura está baseada em imagens da estrutura do material sob investigação que é formada usando feixes de elétrons em lugar de radiação de luz-sistema ótico. Com base na mecânica quântica, os elétrons a alta velocidade tornam-se como uma onda, com comprimento de onda inversamente proporcional a sua velocidade. Quando acelerado através de grandes voltagens, os elétrons

podem ter comprimento de onda da ordem de 0,003 nm. As grandes ampliações e o poder de resolução desses microscópios são consequência de pequenos comprimentos de onda dos feixes de elétrons. A superfície da amostra é varrida por um feixe de elétrons e esta interação produz a imagem por reflexão. Este feixe refletido ou retroespalhado é coletado pelos detectores, sendo então mostrados em um tubo de raios catódicos, a exemplo de uma tela de um televisor. A imagem que aparece na tela pode ser fotografada e representa a superfície característica da amostra. A nitidez da imagem depende do grau de polimento de sua superfície. A existência de equipamentos acessórios-EDS-espectrometria de dispersão de energia permite que se obtenha análise qualitativa e semiquantitativa da composição de elementos das áreas superficiais muito localizadas.

3.2.15 - Análise estatística das resistências através do modelo de regressão linear múltipla - MRLM

Neste item, procura-se apresentar uma avaliação estatística dos dados das resistências à compressão simples obtida através da ruptura dos corpos-de-prova. Para isto foi utilizado o Modelo de Regressão Linear Múltipla MRLM. Os resultados foram obtidos usando-se o programa computacional Statistica for Windows.

Neste modelo descreve-se Y , variável de interesse, como soma de uma parte determinística e parte aleatória, sendo a parte determinística uma reta em função da variável regressora X . A forma que se apresenta para o modelo polinomial com uma variável regressora é:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 x + \dots + \beta_k x_k + \varepsilon \quad [\text{Eq. 3.5}]$$

Neste modelo x é o valor fixo da variável regressora X . Os parâmetros $\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_k$ são os coeficientes de polinômio de grau k , que define a esperança de Y , para X fixo.

Os corpos-de-prova ensaiados para determinação de suas resistências, variável dependente Y , foram moldados com diferentes composições cujas variáveis independentes x_i , eram o traço do concreto TR , isto é, as diferentes proporções das misturas, o fator água/cimento A/C , o percentual de sílica ativa, o percentual de superplastificante e o tempo de cura TC .

Podem-se retirar conclusões sobre uma ou mais populações através da estimativa de parâmetros ou pelos testes de hipóteses. A estimativa de parâmetros é feita pela média, desvio

padrão, etc. Os testes de hipóteses são utilizados para decidir sobre a aceitação ou rejeição de hipóteses. Estas por sua vez são suposições feitas a respeito dos parâmetros de uma ou mais populações.

Em análise estatística são usadas duas hipóteses, a saber: H_0 que é a hipótese que determina a ausência do efeito de tratamentos, contribuição de X_k , isto é, indica que não existe diferença significativa entre os tratamentos, ela é chamada hipótese de nulidade; e H_1 , chamada de hipótese alternativa, é a que determina a presença de efeito de tratamentos, ou seja indica a diferença significativa entre tratamentos. A rejeição de H_0 implica a aceitação de H_1 .

Quando se testam as hipóteses podem-se cometer dois tipos de erros, a saber: rejeitar H_0 , quando ela é verdadeira, erro tipo I ou aceitar H_0 , quando ela é falsa, erro tipo II. Dos dois o mais importante é o erro tipo I. A probabilidade de cometer-se o erro tipo I é chamada nível de significância. Os níveis de significância mais utilizados nos casos práticos são 5% e 1%. Para que um teste de hipótese seja considerado um bom teste deve-se ter uma pequena probabilidade de rejeitar H_0 se esta for verdadeira, mas também uma grande probabilidade de rejeitá-la se ela for falsa. A probabilidade de rejeitar H_0 , quando ela for falsa, é chamada poder do teste. Assim a contribuição de X_k no MRLM é verificada através do teste das hipóteses.

$$H_0: \beta_k = 0 \qquad H_1: \beta_k \neq 0 \qquad [\text{Eq. 3.6}]$$

Para a análise destes resultados foi atribuído um nível de significância $\alpha = 5\%$. O teste F é aceitável quando se obtém para F resultados maiores que um. O ideal é quando F apresenta valores muito maiores que a unidade. Quando a probabilidade p é menor que o nível de significância α rejeita-se hipótese H_0 com isto implica na aceitação da hipótese H_1 .

A partir dos dados de resistências, e, onde foi usado o programa Statistica for windows, foram estabelecidos cinco modelos de equações para expressar os resultados obtidos na realização do experimento. Os parâmetros encontrados nas tabelas são:

GL – Grau de liberdade. Indica o número de valores independentes envolvendo as n observações y_1, y_2, \dots, y_n são necessários para determiná-la;

SQ - Soma de quadrados. Representa a variação de Y em torno de sua média;

QM – Quadrado médio;

F - é o valor da estatística do teste F;

p - é a probabilidade de uma variável aleatória com distribuição F, com 1 e (n-2) graus de liberdade ser maior do que o valor observado F.

CAPÍTULO 4

4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

Primeiramente serão apresentados e discutidos os ensaios de caracterização e em seguida os ensaios tecnológicos.

4.1 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Estes ensaios correspondem aos apresentados na primeira etapa do fluxograma 3.2 para os agregados graúdos e miúdo e aglomerante.

4.1.1 - Agregados graúdos - concreções lateríticas

Agregado em estado compactado seco. Determinação da massa unitária

Os resultados obtidos para determinação do teor ótimo da mistura estão apresentados na tabela 4.1.

Como se observa dos resultados obtidos, a composição percentual entre concreções lateríticas que apresenta maior massa unitária no estado compactado é 50% para cada granulometria escolhida encontrando-se o valor 1,91kg.

Com esta composição percentual foi estabelecido o cálculo do melhor teor de argamassa da mistura. Também foram moldados os corpos-de-prova de concreto cujas tabelas a seguir apresentam os valores obtidos para os respectivos ensaios.

Tabela 4.1 - Determinação da composição ideal entre concreções lateríticas

Composição entre concreções	Quantidade Graduação N°1	Quantidade Graduação N° 0	Acréscimo de concreções N°0	Massa total do recipiente (Agregado + tara)	Massa unitária no estado compactado.
	kg	kg	-	kg	kg/dm ³
100 / 0	30	-	-	23,4-23,1-22,8	1,41
90 / 10	30	3,33	3,33	23,6-24,0-23,9	1,46
80 / 20	30	7,50	4,17	24,1-24,2-24,4	1,82
70 / 30	30	12,86	5,36	24,4-24,6-24,9	1,85
60 / 40	30	20,00	7,14	25,0-24,9-25,0	1,88
50 / 50	30	30,00	10,00	25,7-25,0-25,5	1,91
40 / 60	30	45,00	15,00	25,1-24,7-24,8	1,87
30 / 70	30	60,00	15,00	25,1-24,7-25,4	1,88

4.1.1.1 - Esfericidade do agregado laterítico

O valor obtido para as concreções foi 1,6. Assim a relação entre a área superficial e o volume dos agregados não é elevada. Estão mais próximas de formas equidimensionais. Conseqüentemente as concreções lateríticas não demandam muita água para atender a trabalhabilidade do concreto.

4.1.1.2 - Angulosidade das concreções lateríticas

O número de angulosidade das concreções lateríticas foi 4,5 abaixo do valor médio do intervalo 0 – 11. Assim as concreções estudadas apresentam-se com forma mais arredondadas que angulosas indicando menor tendência a formação de vazios.

A tabela 4.2 a seguir ilustra os resultados obtidos em outros ensaios de caracterização das concreções lateríticas.

Tabela 4.2 - Ensaios de caracterização das concreções lateríticas

Material Pulverulento	Resistência ao esmagamento	Abrasão Los Angeles	Massa específica seca	Massa específica saturada	Absorção	Argila em torrões
%	%	%	g/cm ³	g/cm ³	%	%
8,79	34,4	76,1	2,3	2,4	5,0	5,2

4.1.1.3 - Teor de materiais pulverulentos

As concreções lateríticas apresentam um alto teor de materiais pulverulentos. As da jazida Jacumã apresentaram 8,79% de materiais pulverulentos, conforme se observa na tabela 4.2. Valor bem superior ao limite estabelecido pela norma da ABNT-NBR 7211 que é de 1,0 % para agregados graúdos. Esta característica pode influenciar na aderência da pasta ao

agregado, desprendendo-o da mistura. Considerando-o como material fino e integrante do processo, este também solicita parte da água da mistura para sua molhagem. Também, é possível que se posicione em espaços menores deixados pelo agregado miúdo dentro da mistura, contribuindo assim para tornar o concreto mais denso.

4.1.1.4 - Resistência ao esmagamento

O valor encontrado da resistência ao esmagamento para as concreções lateríticas foi 34,4% indicado na tabela 4.2. Este valor encontra-se praticamente no limite estabelecido pelo método NBR 9938 que é de 35%, para utilização na confecção de concretos submetidos ao desgaste superficial, e de 45%, para uso em outros tipos de concreto. Os resultados obtidos para o ensaio de esmagamento para as concreções lateríticas da jazida de Jacumã estão muito próximos daqueles obtidos por Chagas Filho (1986) para as concreções da jazida de Mosqueiro que foi de 40,73% indicados na tabela 2.6. E muito inferior àquele obtido para a brita de rocha granítica 75,4% mostrado na tabela 2.7.

4.1.1.5 - Abrasão Los Angeles

Este ensaio mede a capacidade do agregado de resistir ao desgaste superficial pelo processo de fricção ou atrito. O valor obtido de 76,1% para este ensaio e indicado na tabela 4.2, mostra uma grande diferença na resistência ao desgaste superficial deste agregado quando comparado com a brita de rocha granítica (12,5%) indicada na tabela 2.6. Este valor é ainda superior em 11,3% ao encontrado para concreções da jazida de Mosqueiro - PA, cujo valor obtido para este ensaio foi 64,8% apresentado na tabela 2.6.

4.1.1.6 - Massas específicas secas e saturadas

As massas específicas secas e saturadas, indicadas na tabela 4.2 foram de 2,3 g/cm³ e 2,4 g/cm³ respectivamente. Os valores obtidos para massa específica aparente para agregados graníticos, como efeito comparativo e mostrados na tabela 2.6 foram 2,69g/cm³ e 2,71g/cm³. Para agregados lateríticos mostrados na tabela 2.6, os valores são de 2,4 g/cm³ e 1,98 g/cm³ para as jazidas de Sapé-PB e Mosqueiro-PA que possuem características bem distintas.

4.1.1.7 - Absorção

O valor obtido para a absorção das concreções lateríticas foi de 5% indicado na tabela 4.2. Observa-se que, aproximadamente 85% da absorção de água das concreções lateríticas ocorreram nos primeiros 16 minutos de imersão de maneira quase que linear, conforme ilustra a figura 2.32. Este dado é importante para o tratamento de dopagem de agregados conforme citado anteriormente. A tabela 4.2 mostra uma grande diferença entre este valor de absorção e aquele obtido para agregados ígneos que é 0,37%, isto representa apenas 7,4 % do valor

obtido para as concreções lateríticas. Porém mais próximo de outros agregados lateríticos indicados na Tabela 2.5. De qualquer modo, pode-se inferir que esta grandeza física deve influenciar bastante na resistência deste agregado pelo grande volume de poros que apresenta, assim como na relação água/cimento dos concretos feitos com este agregado. Portanto é necessário fazer-se sempre uma correção quando do cálculo da quantidade de água a ser adicionada à mistura. Para todos os traços da pesquisa isto foi feito.

4.1.1.8 - Textura superficial

A textura superficial das concreções lateríticas, segundo os critérios estabelecidos pela BS 812:Part 1: 1975, apresentado no quadro 2.5, pode-se classificar a laterita como de textura alveolar, caracterizada por poros e cavidades visíveis. A textura superficial influencia a aderência à pasta de cimento assim como a demanda de água necessária para a mistura.

4.1.2 - Agregado miúdo (areia)

A tabela 4.3 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do agregado miúdo.

Tabela 4.3 - Características físicas do agregado miúdo

Nome do ensaio	Método	Resultados
Determinação da massa unitária no estado solto	NBR 7251 / 1982	1,51g/cm ³
Determinação da massa unitária no estado compactado seco.	NBR 7810 / 1983	1,62 g/cm ³
Determinação da massa específica real pelo frasco de Chapman	NBR 9775 / 1987	2,58 g/cm ³
Granulometria	NBR 7217 / 1987	Dmax=4,8mm; MF=2,88.

4.1.2.1 - Determinação das massas unitárias no estado solto e compactado

Os valores obtidos estão dentro dos intervalos usualmente encontrados para este agregado miúdo.

4.1.2.2 - Determinação da massa específica real

Também denominada massa específica absoluta, é a massa da unidade de volume do material de que se constituem os grãos do agregado. O valor encontrado para o agregado miúdo é de 2,58 g/cm³.

4.1.2.3 - Granulometria

. A figura 4.1 apresenta a curva granulométrica do agregado da areia utilizada. A graduação obtida para a areia d/D foi de 0,15/4,8. Seu módulo de finura foi de 2,88%. A areia utilizada apresenta-se com mais de 50% dos seus grãos na faixa de areia grossa conforme a

classificação da ABNT e com 96% dos grãos entre areia média e grossa segundo a mesma classificação.

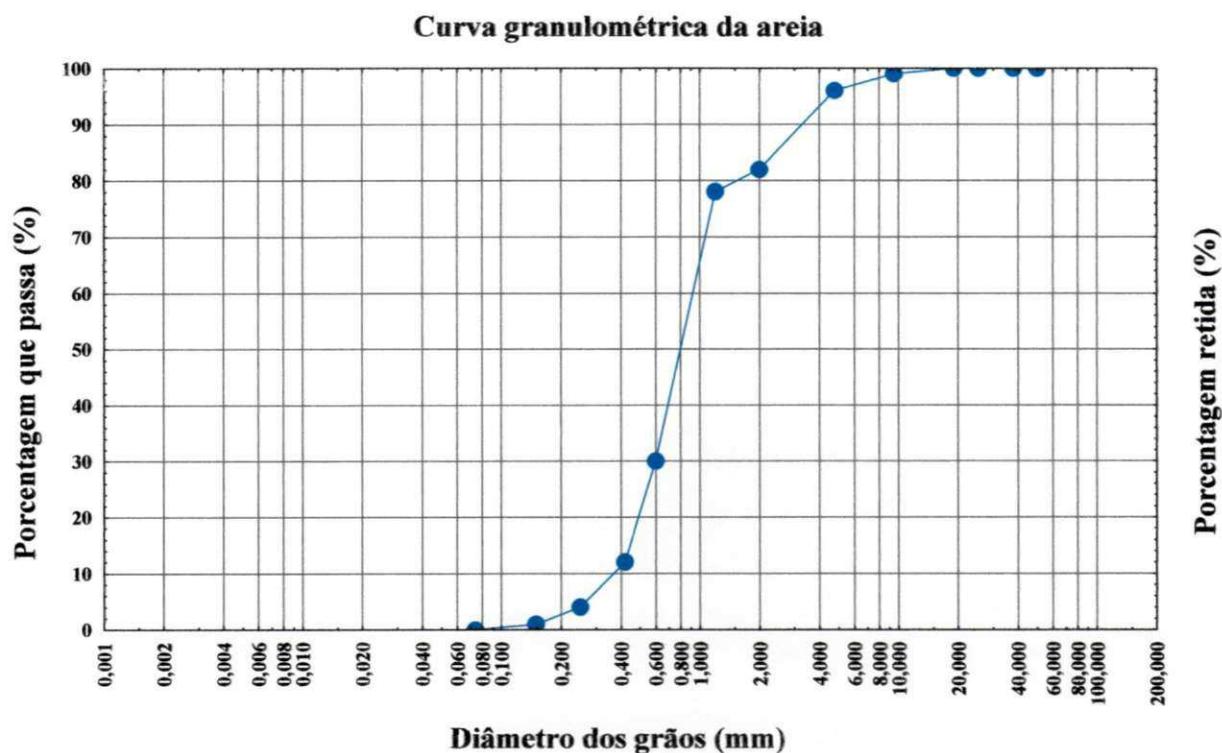


Figura 4.1 – Granulometria do agregado miúdo

4.1.3 - Aglomerante - CP II Z 32

4.1.3.1 - Ensaio de finura do cimento

O ensaio de finura relaciona-se com o tamanho dos grãos do produto. Neste ensaio foi relacionado com a proporção em peso do material retido na peneira nº 200 de malha ou 75 μ m de abertura. Pode-se também ser avaliado pelo valor da superfície específica, soma das superfícies específicas contidas em um grama de cimento. A finura, mais especificamente a superfície específica, tem influência na velocidade de hidratação do cimento. Estudos realizados mostram que aumentando a finura, melhora a resistência nas primeiras idades, diminui a exsudação, aumenta a impermeabilidade, a trabalhabilidade, e a coesão dos concretos. O valor obtido do resíduo deixado na peneira foi de 2,3%, bem abaixo do limite de 12% para o cimento Portland comum. A tabela 4.4 apresenta os ensaios de caracterização do cimento portland CP II Z 32.

Tabela 4.4 - Características físicas do cimento Portland CP II Z 32

Nome do ensaio	Método	Resultados
Cimento Portland- Determinação da finura por meio da peneira 75 μ m (n° 200)	MB-3432/1991	2,30 %
Cimento Portland-Determinação da água da pasta de consistência normal	MB-3433 /1991	32,5 %
Cimento Portland-Determinação dos tempos de pega	NBR 11581/1991	Início de pega: 125 min Fim de pega 272 min
Cimento Portland e outros materiais em pó- Determinação da massa específica	NBR NM 23 /2001	2,94 g/cm ³
Cimento Portland-Determinação da resistência à compressão	NBR 7215/1996	fc ₃ = 12,12 MPa fc ₇ = 24,23 MPa fc ₂₈ = 31,37 MPa

4.1.3.2 - Determinação da água na pasta

A água da pasta de consistência normal obtida para o ensaio foi 32,5% relativa ao cimento.

4.1.3.3 - Determinação dos tempos de pega

O tempo de início de pega é o intervalo decorrido entre o instante em que se lançou a água de amassamento à pasta e o instante em que se constatou o início da pega. Para todos os concretos estudados nesta pesquisa, os tempos de trabalho decorridos na colocação do concreto nos moldes metálicos, foram imediatamente ao momento da retirada do concreto da betoneira..

4.1.3.4 - Densidade da massa específica

A densidade absoluta do cimento obtida no ensaio foi de 2,94 g/cm³.

4.1.3.5 - Determinação da resistência à compressão

Os valores médios de resistência à compressão dos corpos-de-prova aos 3 dias, 7 dias e 28 dias foram, respectivamente fc₃= 12,12 MPa e fc₇= 24,23 MPa e fc₂₈= 31,37 MPa, conforme ilustra a tabela 4.4. Os valores normalizados quanto aos limites de resistência nestas datas são 10 MPa, 20 MPa e 32 MPa respectivamente. Apenas a resistência aos 28 dias deixa de atender por uma diferença de 0,63 MPa (1,96%) do valor normalizado.

4.1.3.6 - Ensaio Kantro de consistência

Para este ensaio usaram-se 500g de cimento CP II Z 32, a/c = 0,30 e 1,0% de superplastificante. Os dados obtidos encontram-se indicados no figura 4.2.

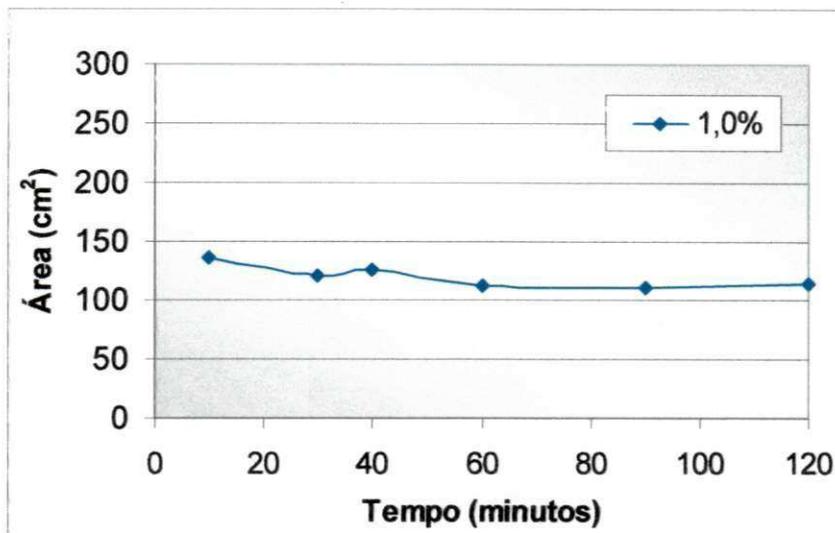


Figura 4.2 - Área de espalhamento da pasta em função do tempo com uso do superplastificante

4.1.4 - Ensaio de Kantro para determinação do ponto de saturação do superplastificante

Considerou-se 30% de sólidos e 70% de água para o superplastificante Glenium 51. Os resultados encontram-se ilustrados na figura 4.3. Foi considerado 1,0% como ponto de saturação apesar de que, como se observa a curva neste nível ainda não atingiu a ordenada máxima.

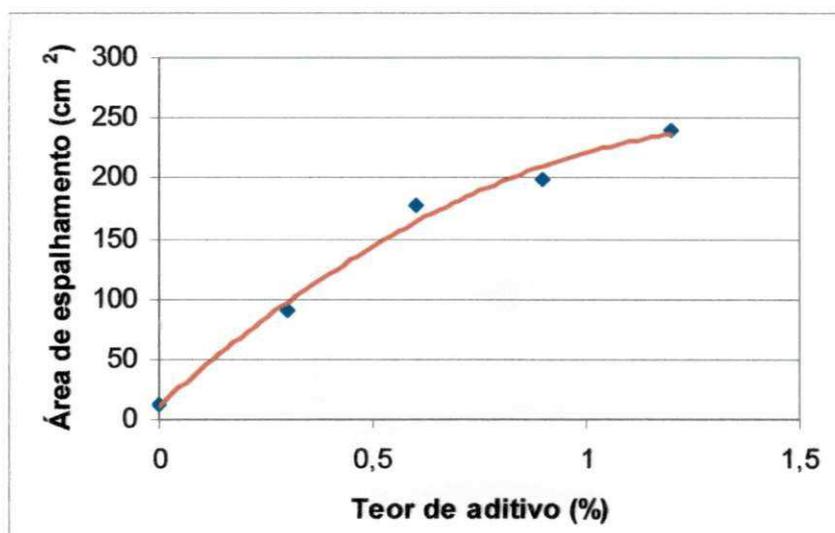


Figura 4.3 - Área de espalhamento da pasta em função do teor de aditivo

4.2 - ENSAIOS TECNOLÓGICOS

4.2.1 - Determinação do melhor teor de argamassa da mistura - OK

O melhor teor de argamassa α da mistura foi obtido com acréscimos sucessivos de 2% ao valor inicial de $\alpha = 47\%$. O valor ótimo foi obtido para $\alpha = 59\%$. A literatura recomenda utilizar 2% de perdas. Apresenta-se na tabela 4.5 a seqüência utilizada e os valores obtidos.

Durante o ensaio, foram observadas as recomendações sugeridas no método de dosagem quanto à apresentação visual do concreto, relacionada ao envolvimento dos agregados pela argamassa e a consistência do concreto ainda na betoneira.

Tabela 4.5 - Determinação do teor ótimo de argamassa da mistura

TEOR ÓTIMO DE ARGAMASSA						
α (%)	Traço Unitário	Quantidade areia (kg)	Acréscimo (kg)	Quantidade cimento (kg)	Acréscimo (kg)	Quantidade Água (l)
47	1:1,82:1,59:1,59	17,17	1,85	9,43	0,34	3,9+1,5=5,4
49	1:1,94:1,53:1,53	19,02	2,00	9,80	0,40	-
51	1:2,06:1,47:1,47	21,02	2,17	10,20	0,44	-
53	1:2,18:1,41:1,41	23,19	2,36	10,64	0,47	-
55	1:2,30:1,35:1,35	25,55	2,59	11,11	0,52	-
57	1:2,42:1,29:1,29	28,14	2,84	11,63	0,57	-
59	1:2,54:1,23:1,23	30,98	3,12	12,20	0,62	9,0

4.2.1.1 - Execução e moldagem dos corpos-de-prova de concreto laterítico

As tabelas 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9 apresentam os parâmetros utilizados na moldagem dos corpos-de-prova dos diversos traços utilizados na pesquisa.

Tabela 4.6 - Parâmetros utilizados para moldagem dos diversos traços do concreto laterítico

Traço em Massa	Designação do traço	CLR (5,0)	CLR (3,5)
	1:m	1:5	1:3,5
	1:a:p ₁ :p ₂	1:2,78:1,11:1,11	1:1,75:0,88:0,88
Teor de argamassa:	α (%)	63	61
Agregado graúdo	(kg)	22,5	28,2
Agregado graúdo	(kg)	22,5	28,2
Agregado miúdo:	(kg)	56,4	56,4
Cimento:	(kg)	20,2	32,2
Água:	(l)	15,2	13,5
Aditivo:	(g)	-	-
Massa específica	kg/m ³	2.420,0	2.400,0
Consumo / m ³ de concreto	Cimento (kg)	358,35	487,8
	água(l)	268,76	204,9
Relação a/agl		0,75	0,42
Abatimento do tronco de cone	mm	60	40

Tabela 4.7 - Parâmetros utilizados para moldagem dos diversos traços de concreto laterítico, sem lavagem dos agregados.

Traço em Massa	Designação do traço	CLR (6,5)	CLA (3,5)	CLAS 5 (5,0)
	1:m	1:6,5	1:3,5	1:5
	1:a:p ₁ :p ₂	1:3,58:1,46:1,46	1:1,75:0,88:0,88	1:2,66:1,17:1,17
Teor de argamassa:	α (%)	61,00	61,00	61,00
Agregado graúdo 0	(kg)	32,60	11,65	19,10
Agregado graúdo 1	(kg)	32,60	11,65	19,10
Agregado miúdo:	(kg)	79,80	23,30	43,40
Cimento:	(kg)	22,30	13,20	16,30
Água:	(l)	15,74	4,90	5,50
Sílica Ativa /cimento	% - g	-	-	5,00 - 816,70
Aditivo:	% - (g)	-	0,65 - 86,50	0,90 - 163,00
Massa específica	(kg/m ³)	2.460,0	2.407,0	2.335,0
Consumo / m ³ de concreto	cimento (kg)	299,63	494,25	363,71
	água (l)	212,74	182,9	116,4
Relação a/agl		0,71	0,37	0,32
Abatimento do tronco de cone NBR 7223	(mm)	20	40	20

Tabela 4.8 - Parâmetros utilizados na moldagem do concreto laterítico, sem lavagem dos agregados.

Traço em Massa	Designação do traço	CLAS 5 (3,5)	CLAS 5 (6,5)	CLAS 10 (5,0)
	1:m	1 : 3,5	1 : 6,5	1 : 5
	1:a:p ₁ :p ₂	1:1,75:1,75	1: 3,58 : 2,92	1: 2,66 :2,34
Teor de argamassa:	α (%)	61	61	61
Agregado graúdo	(kg)	19,10	19,10	21,90
Agregado graúdo	(kg)	19,10	19,10	21,90
Agregado miúdo:	(kg)	38,20	46,80	49,70
Cimento:	(kg)	21,80	13,07	18,70
Água:	(l)	8,32	7,59	7,61
Sílica Ativa /cimento	% - (g)	5,00 – 1.090,00	5,00 – 653,50	10,00 –1.870,00
Aditivo:	% - (g)	1,00 – 218,00	1,00 – 130,70	1,00 – 187,00
Massa específica	(kg/m ³)	2.389,0	2.321,0	2.378,0
Consumo / m ³ de concreto	cimento (kg /m ³)	494,0	286,5	367,50
	água(l)	158,0	157,6	136,0
Relação a/agl	-	0,30	0,55	0,37
Abatimento do tronco de cone NBR 7223	(mm)	60,00	40,00	40,00

Tabela 4.9 - Parâmetros utilizados na moldagem do concreto laterítico, sem lavagem dos agregados.

Traço em Massa	Designação do traço	CLAS 10 (3,5)	CLAS 10 (6,5)
	1:m	1: 3,5	1:6,5
	1;a:p ₁ :p ₂	1 :1,75 :1,75	1:3,58:2,92
Teor de argamassa:	α (%)	61	61
Agregado graúdo	(kg)	21,80	21,80
Agregado graúdo	(kg)	21,80	21,80
Agregado miúdo:	(kg)	43,60	53,50
Cimento:	(kg)	24,90	14,93
Água:	(l)	8,17	7,30
Sílica Ativa / cimento	(%) - (g)	10,00 – 2.490,00	10,00 – 1.493,00
Aditivo:	(g)	1,00 – 249,00	1,40 – 209,00
Massa específica	kg/m ³	2.371,0	2.307,0
Consumo / m ³ de concreto	Cimento(kg)	485,70	286,60
	água (l)	145,7	129,0
Relação a/agl		0,30	0,45
Abatimento do tronco de cone NBR 7223	(mm)	60,00	50,00

A quantidade de água em cada tabela exclui a água destinada à absorção das concreções e inclui a do superplastificante considerando o teor de sólidos de 30%. Na tabela 4.6 o maior consumo de cimento foi para o traço CLR (3,5) na proporção 1: 3,5 com 487,8

kg/m^3 . Não foi usado aditivo e o fator $a/c = 0,42$. A consistência do concreto medido pelo ensaio de abatimento foi 40 mm. As massas específicas dos concretos apresentaram valor médio de 2.410 kg/m^3 . Este valor está próximo de 2.400 kg/m^3 considerado para massa específica do concreto moldado com brita de rocha granítica como agregado graúdo.

A tabela 4.7 apresenta os traços CLR (6,5), CLA (3,5) e CLAS 5 (5,0). O traço CLR (6,5) teve um abatimento medido pelo tronco de cone de 20 mm. Apenas o traço CLA (3,5) recebeu aditivo superplastificante 0,65% e teve abatimento de 40 mm. Para o concreto CLAS 5 (5,0) se apresentou com boa trabalhabilidade, com aspecto esverdeado apesar da medida da consistência ser de 20 mm. O fator $a/agl = 0,32$ e teve uma massa específica fresca de 2.335 kg/m^3 . O consumo de cimento por metro cúbico foi maior no traço CLA na proporção de 1:3,5 com abatimento do tronco de cone de 40 mm e com $a/agl = 0,37$.

Na tabela 4.8 ilustram-se os dados dos traços CLAS 5 (3,5), CLAS 5 (6,5) e CLAS 10 (5,0). Todos receberam aditivo superplastificante na proporção de 1,0% e sílica ativa nas proporções de 5,0% em adição ao cimento. O traço CLAS 5 (6,5) recebeu a menor quantidade de sílica ativa (653,50g). O abatimento do tronco de cone foi 40 mm. Para este traço, iniciou-se com o fator $a/c = 0,3$ sendo acrescentado mais água à medida que se tornava necessário para obtenção da trabalhabilidade necessária com a busca de 60 mm de abatimento do tronco de cone. Chegou-se a 40 mm com um concreto bem trabalhável e de boa consistência. Ao teste prático de introdução da colher de pedreiro na amostra, já citado na bibliografia do método de dosagem referenciado, observou-se que o concreto apresentou-se com a superfície vertical compacta, sem vazios, indicando que o teor de argamassa do concreto estava adequado. O concreto do traço CLAS 5 (3,5) apresentou-se com medida de consistência 60mm, pelo ensaio de abatimento. Para relação $\text{água}/agl = 0,30$ e massa específica fresca de 2.389 kg/m^3 , obteve-se consumo de cimento de 494 kg/m^3 de concreto.

Na tabela 4.9 encontram-se os dados dos traços CLAS 10 (3,5) e CLAS 10 (6,5). Ambos com superplastificantes e sílica ativa. O traço CLAS 10 (3,5) com 1% de superplastificante e 10% de sílica ativa e o traço CLAS 10 (6,5) na proporção 1:6,5 com 1,4% de superplastificante e 10% de sílica ativa. O consumo de cimento por metro cúbico de concreto para o traço CLAS 10 (3,5) foi de $485,70 \text{ kg/m}^3$ e com relação $a/agl = 0,30$ obteve-se um concreto com boa consistência, bem trabalhável, com um abatimento do tronco de cone de 60 mm.

4.2.2 - Concreto laterítico curado termicamente

Foi realizado um outro traço CLAS 10 (5,0) de concreto laterítico o qual foi curado termicamente sob pressão atmosférica. Antes da definição do traço a ser realizado determinou-se o melhor teor de argamassa da mistura. Os agregados lateríticos foram inicialmente lavados em água corrente para retirada de materiais pulverulentos e colocados por 16 minutos em água para saturação; a seguir, foram retirados e postos a enxugar para ficarem na condição de agregado saturado com superfície seca. Foram usadas as graduações 1 e 0 conforme já citado e tomados 25 kg de concreções lateríticas. Usou-se a percentagem de 50% de cada graduação como determinado no ensaio de massa unitária. A ordem de colocação dos materiais na betoneira foram concreções lateríticas, 95% da água da mistura, sílica ativa, cimento, superplastificante, areia e o restante da água. Partiu-se de um teor de superplastificante 0,6% e de um teor de argamassa $\alpha=49\%$. Após os acréscimos efetuados obteve-se $\alpha=59\%$ com sendo o teor ideal de argamassa, na medida da consistência avaliada pelo ensaio de abatimento obteve-se 12 mm. Acrescentou-se 20% de superplastificante; retirado novamente a medida do abatimento do tronco de cone obteve-se 170 mm. A água de amassamento foi corrigida. A tabela 4.10 apresenta os valores de cálculo para determinação do teor ideal de argamassa. Consideraram-se os dados:

- massa específica da sílica ativa usada em substituição volumétrica: $2,20 \text{ kg/dm}^3$;
- massa específica do CP V ARI RS: $3,08 \text{ kg/dm}^3$;
- teor de sólidos do Glenium 51: 30%.

Tabela 4.10 - Cálculo do teor ideal de argamassa

Teor de argamassa	Traço unitário	Quantidade de areia (kg)		Quantidade de cimento (kg)		SA	Quantidade de água		Plastificante	
		Massa total (kg)	Acréscimo na mistura	Massa total (kg)	Acréscimo na mistura	Acréscimo na mistura	Massa total (kg)	Acréscimo na mistura	Acréscimo	
43	1:1,58:3,42	10,39	0,00	6,58	0,00	0,52	2,60	0,00	42,61	0,00
45	1:1,70:3,30	11,59	1,20	6,82	0,24	0,54	2,69	0,09	44,16	1,55
47	1:1,83:3,18	12,88	1,29	7,08	0,26	0,58	2,79	0,10	45,82	1,67
49	1:1,94:3,06	14,26	1,39	7,35	0,28	0,58	2,90	0,11	47,62	1,80
51	1:2,06:2,94	15,77	1,50	7,65	0,30	0,61	3,02	0,12	49,56	1,94
53	1:2,18:2,82	17,39	1,63	7,98	0,33	0,63	3,15	0,13	51,67	2,11
55	1:2,30:2,70	19,17	1,77	8,33	0,35	0,66	3,29	0,14	53,97	2,30
57	1:2,42:2,58	21,10	1,94	8,72	0,39	0,69	3,44	0,15	56,48	2,51
59	1:2,54:2,46	23,23	2,13	9,15	0,43	0,73	3,61	0,17	59,23	2,76
61	1:2,66:2,34	25,58	2,35	9,62	0,47	0,76	3,80	0,19	62,27	3,04

A partir da determinação do teor ideal de argamassa elaborou-se o novo traço de concreto laterítico a ser pesquisado. Tomou-se o teor de argamassa $\alpha = 59\%$, a proporção 1:2,54:2,46, uma relação $a/aglo = 0,37$ e um teor de 10% de sílica ativa em substituição volumétrica ao cimento. Considerou-se a massa específica da sílica ativa $2,20 \text{ kg/dm}^3$ e do cimento CP ARI RS, $3,08 \text{ kg/dm}^3$. De início, se usou 0,7% de superplastificante Glenium 51, considerando-se 30 % para o teor de sólidos. Com estes teores obteve-se abatimento do tronco de cone de 50 mm. Adicionando-se 0,05% de superplastificante e o abatimento passou para 90 mm. A ordem de colocação dos materiais na betoneira para este ensaio foram concreções lateríticas na condição saturadas superfície seca 20% da água de amassamento, sílica ativa, cimento, superplastificante, e areia e o restante da água. Foram moldados 12 corpos-de-prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. O concreto em cada molde foi coberto com um filme plástico para evitar perda da água de hidratação. Consideraram-se os tempos de início e fim de pega do cimento CP ARI RS segundo dados de LORENZETI (2005) de 6h:00 e 9h:30, respectivamente. A cura térmica foi iniciada 6 horas após o início da concretagem. Durante as duas horas seguintes a temperatura foi gradativamente aumentada. Em seguida manteve-se a câmara térmica com temperatura constante de 85°C durante 5 horas, desligando-a ao final deste tempo e gradualmente esfriada. Os corpos-de-prova foram desmoldados 24 horas após o início da concretagem e rompidos à compressão simples nas datas de 1 dia, 3 dias, 7 dias e 28 dias.

A figura 4.4 apresenta o ciclo de cura utilizado para o ensaio de cura térmica do concreto laterítico. Os parâmetros de dosagem encontram-se no tabela 4.11.

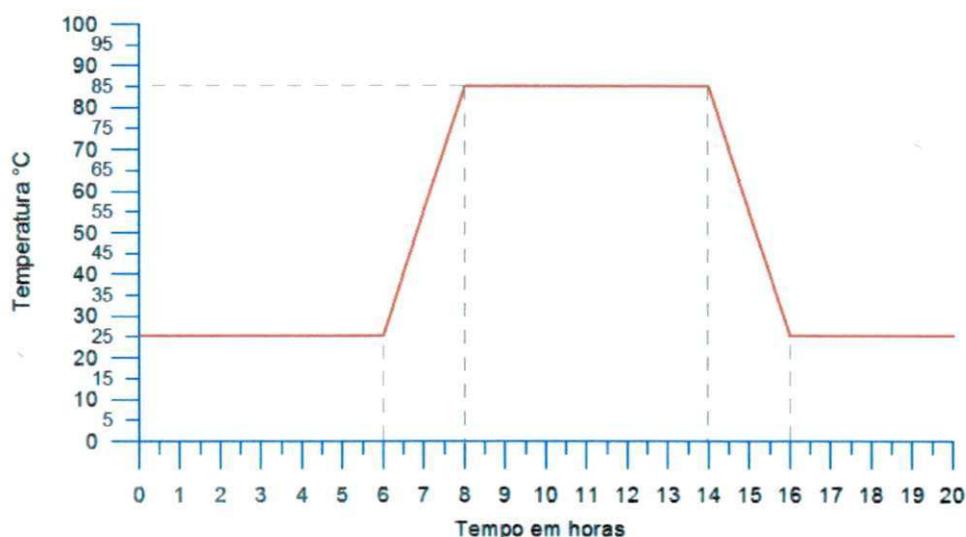


Figura 4.4 – Temperatura em função do tempo de cura térmica para o concreto laterítico

Tabela 4.11 – Parâmetros e resultados do ensaio com o traço 1:5cimento CP V ARI RS

Traço em massa	1 : m	1 : 5
	1:as; a1:a2:p1:p2	1: 0,08: 0,67: 1,77: 1,23: 1,23
Teor de argamassa α (%)		59%
Relação água / aglomerante		0,37
Teor de aditivo (%)		0,75
Consistência (mm) – Ensaio de abatimento (mm)		90
Massa específica (kg/ m ³)		2.220,0
Consumo de materiais por m ³ de concreto	CP ARI RS (kg)	365,7
	Sílica Ativa (kg)	29,3
	Areia fina (kg)	245,0
	Areia grossa (kg)	647,3
	Concreções -0- (kg)	450,0
	Concreções -1 - (kg)	450,0
	Superplastificante (kg)	3,0
Resistência à compressão axial (MPa)	Água (kg)	146,2
	1 dia	37,5
	3 dias	40,3
	7 dias	40,9
	28 dias	46,7

Ocorreu pouca variação no nível de resistência à compressão simples obtido nos primeiros 7 dias como era de se esperar devido ao processo de cura usado. A hidratação do cimento e desconexão dos poros surge já nas primeiras idades, levando o concreto a atingir níveis altos de resistência nos primeiros dias. Observa-se que os níveis de resistência, se equiparam aos valores obtidos com os traços, CLAS 10 (5,0), usado com o material não lavado. Comparando o fator $a/agl=0,37$ usado neste ensaio, com os valores prescritos pela NBR 6118:2003, relacionados às classes de agressividade ambiental e qualidade requeridas ao concreto, observa-se que a norma exige valores da relação a/c menores que 0,45 para concretos em meios fortemente agressivos, classe de agressividade IV. Assim obteve-se um concreto com resistência acima de 40 MPa e capaz de ser exposto a condições severas de agressividade. Portanto um concreto laterítico de alta resistência e alto desempenho no que tange a agressividade ambiental.

A relação entre o consumo de cimento e a resistência à compressão simples aos 7 dias, foi 9,1 kg/ MPa. Valor considerado muito bom.

4.2.3 - Módulo de elasticidade do concreto laterítico *→ geral*

4.2.3.1 - Determinação do módulo de elasticidade do concreto laterítico através dos ciclos de carregamento *→ adierona*

Os resultados dos ensaios para determinação do módulo de elasticidade do concreto laterítico, sem lavagem dos agregados, traço 1:5,0, com 5% de sílica ativa em substituição ao cimento, através de ciclos de carregamento e descarregamento e ultra-sonografia são apresentados nas tabelas a seguir.

O valor médio da tensão de ruptura dos corpos-de-prova ensaiados para previsão da tensão estimada f_c foi 37,4 MPa . Usou-se 40 MPa para cálculos. Para a tensão inferior, estabelecida pelo método de ensaio usou-se 0,5 MPa. A carga correspondente para o ensaio foi 8,83 kN. Para facilidade de leitura, devido a graduação da escala da máquina de ensaio, usou-se 10 kN como carga inferior P_{inf} . A tensão superior foi de $0,3f_c$ como estabelece o método de ensaio e a carga superior $P_{sup} = 200\text{kN}$. Assim as cargas para as tensões $0,1f_c$, $0,2f_c$ e $0,3f_c$ foram respectivamente 70 kN, 140 kN e 210 kN. As resistências à compressão obtidas para os corpos-de-prova ensaiados, conforme apresentados nas tabelas seguintes estiveram dentro do limite prescrito pelo ensaio, isto é de 30% para mais ou para menos do valor previsto.

As tensões de ruptura dos corpos-de-prova ensaiados apresentaram-se equivalentes àqueles resultados das tensões de ruptura dos corpos-de-prova nos ensaios de compressão simples. Vale salientar que estas tensões de ruptura obtidas através de ciclos de carregamento, o corpo-de-prova é submetido a uma série de carregamentos alternados, que o solicita a um efeito de fadiga onde a ruptura pode ser precocemente alcançada em relação àquela solicitação totalmente distinta realizada em um ensaio de compressão simples.

O plano de carga I, para determinação do módulo tangente inicial, sem traçado de diagrama e o plano da carga II, também para determinação do mesmo módulo, usa-se quando se tem interesse em uma simulação da estrutura previamente submetida a carregamentos e descarregamentos. Os carregamentos e descarregamentos prévios podem ser aplicáveis, por exemplo, quando há interesse na simulação do carregamento de uma estrutura cuja carga acidental é grande em relação à carga permanente. O procedimento de execução do plano de carga I está ilustrado no tabela 4.12. Para o plano de carga II o procedimento foi semelhante.

Tabela 4.12 - Deslocamentos longitudinais e transversais no corpo-de-prova CP-3 de concreto laterítico para determinação dos módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Plano de carga efetuado: tipo I- $f_c=40$ MPa- CP-3					
Ciclo	P(kN)	Carga - $P_{sup}=200$ kN		Descarga- $P_{inf}=10$ kN	
		Llong x 10^{-2}	Ltransvx 10^{-2}	Llongx 10^{-2}	Ltransvx 10^{-2}
1º	-	9,0	4,0	1,0	0,5
2º	-	9,0	4,0	1,0	0,5
3º	-	9,0	4,0	1,0	0,5
4º	-	9,0	4,0	1,0	0,5
5º	-	9,0	4,0	Lo=1,0	Lo=0,5
				-	-
6º	-	L0,3=9,0	L0,3=4,0	L'0=1,0-	L'0=0,5-
7º	-	L'0,3=10,0	L'0,3=4,0	-	-
				-	-

Carga de ruptura= 740 kN ; Tensão de ruptura:42 MPa

Obs: Ruptura com emissão de som agudo e forte. Tensão de ruptura estimada f_c ficou dentro da faixa de $\pm 20\%$ da tensão de ruptura.

Traço 1:5,0 - sa=5,0% - sp=1,4%-a/agl=0,58

A figura 4.5 apresenta as curvas tensão em função das deformações para os vários corpos-de-prova ensaiados com o plano de carga II. Observa-se que para nenhum dos corpos-de-prova ensaiados a deformação máxima superou o valor limite de 0,2% na compressão, estabelecido nos domínios de cálculo da NBR 6118:2003. A tabela 4.13 apresenta valores do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson para o concreto laterítico.

Plano de carga tipo II

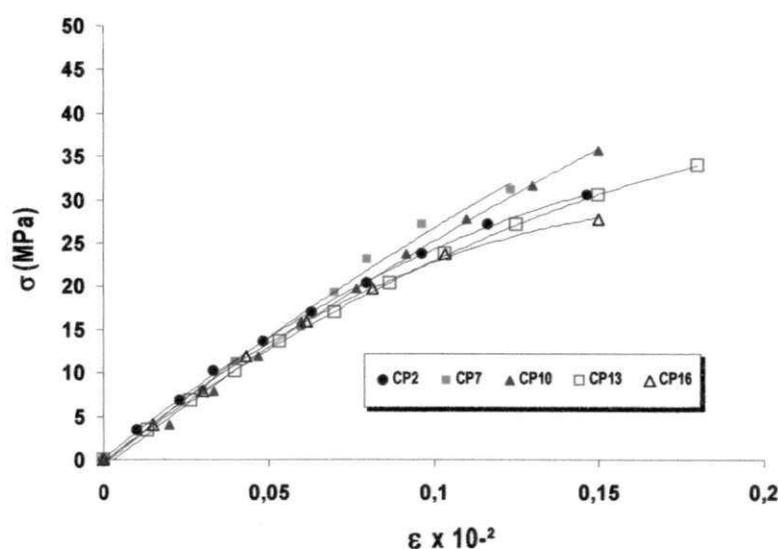


Figura 4.5 – Diagramas de tensão em função da deformação para os corpos de prova do plano de carga tipo II

Os resultados obtidos com os planos de carga I, corpos-de-prova CP-3, CP-5 e CP10 e plano de carga II, corpos-de-prova CP-7*, CP-16*, CP-10*, CP-4*, CP-13* e CP-2*, encontram-se na Tabela 4.11. Estes valores foram obtidos usando-se as expressões 3 e 4 da norma anteriormente citada para este ensaio e transcrita na Eq 4.1 e Eq 4.2. A média dos resultados para o módulo de elasticidade inicial E_0 foi 32,87 GPa para os corpos-de-prova, com o plano de carga I. Para o módulo secante $E_{sec, 0,3}$, a média dos resultados, no plano de carga I, forneceu $E_{sec, 0,3} = 33,67$ GPa. Para os corpos-de-prova ensaiados no plano de carga II, o valor do módulo tangente inicial E_0 foi de 32,28 GPa. O módulo secante $E_{sec, 0,3}$ para este mesmo plano forneceu o valor 33,04 GPa.

A NBR 6118:2003 no item 8.2.8 diz que "... quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a expressão":

$$E_{ci} = 5.600 f_{ck}^{1/2} \quad [\text{Eq. 4.6}]$$

Onde:

E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal.

A NBR 12655:96 prescreve a expressão:

$$f_{cdj} = f_{ckj} + 1,65 \cdot S_d \quad [\text{Eq. 4.7}]$$

Onde:

$f_{cdj} = f_{cmj}$ resistência à compressão de dosagem, a j dias de idade

S_d = desvio padrão de dosagem

Considerando para o caso dos concretos lateríticos estudados o valor médio de resistência de $f_{cmj} = 40$ MPa ; $S_d = 4$ MPa obtém-se $f_{ck28} = 33,4$ MPa. Usando-se a expressão da NBR 6118/2003, obtém-se para o módulo de elasticidade do concreto laterítico o valor:

$$E_{ci} = 5.600 \cdot 33,4^{1/2} = 32,4 \text{ GPa}$$

Este valor obtido através da expressão recomendada pelo órgão normativo brasileiro Projetos de estruturas de concreto-Procedimento NBR 6118:2003 está em consonância com os resultados obtidos nos ensaios realizados nesta pesquisa.

é obrigatório colocar ou não

[assinatura]

Tabela 4.13 - Módulos de deformação longitudinal inicial e secante e coeficiente de Poisson para o concreto laterítico-Traço 1:5

Corpo-de-prova	Módulo de deformação inicial E_0 (GPa)	Módulo de deformação secante $E_{sec, 0,3}$ (GPa)	Coefficiente de Poisson ν
CP-3	38,22	40,71	0,31
CP-5	30,94	30,94	0,31
CP-7*	29,45	29,53	0,26
CP-10	29,45	29,37	0,25
CP-16	32,49	32,49	0,26
CP-10*	29,54	31,00	0,19
CP-4*	34,15	34,12	0,30
CP-13*	28,77	30,33	0,34
CP-2*	39,28	40,75	0,25

4.2.3.2 - Determinação do módulo de elasticidade do concreto laterítico através do ensaio de ultrasonografia.

A seguir são apresentados na tabela 4.14 os dados referentes ao ensaio através de ultra-som para os corpos-de-prova de concreto laterítico CLAS*5 (5,0). São ilustrados na referida tabela as velocidades de propagação da onda no meio e a grandeza do módulo de elasticidade estático e o dinâmico. Também são indicados os valores das cargas de ruptura e respectivas tensões de ruptura para alguns corpos-de-prova.

Tabela 4.14 - Módulos de elasticidade por ultra-sonografia

Direção	Nº do CP	d(cm)	j(dias)	t(s)	v(km/s)	Eest(GPa)	Edin(GPa)	Prup(kN)	σ_{rup} (MPa)
Longitudinal	8	15x30	8	88,6	3,39	12,0	23,0	650,0	36,8
Transversal	8	15x30	8	41,3	3,63	13,5	24,5		
Longitudinal	16	15x30	8	84,3	3,56	13,0	24,0	780,0	44,2
Transversal	16	15x30	8	41,4	3,62	13,0	24,5		
Longitudinal	2	15x30	8	90,2	3,33	12,0	23,0	710,0	40,2
Transversal	2	15x30	8	42,4	3,54	13,0	24,0		
Longitudinal	4	15x30	8	85,4	3,51	13,0	24,0	490,0	27,7
Transversal	4	15x30	8	39,4	3,81	15,5	26,0		
Longitudinal	3	15x30	28	79,4	3,78	15,5	26,0	-	-
Transversal	3	15x30	28	38,0	3,94	17,0	27,0		
Longitudinal	1	15x30	28	78,6	3,82	15,5	26,0	670,0	37,9
Transversal	1	15x30	28	39,6	3,79	15,5	26,0		
Longitudinal	5	15x30	28	82,5	3,64	13,5	24,5	-	-
Transversal	5	15x30	28	40,0	3,75	14,5	26,0		
Longitudinal	11	10x20	28	51,1	3,91	17,0	27,0	250,0	31,9
Transversal	11	10x20	28	25,5	3,92	17,0	27,0		

Convenções: d-dimensão; j-idade do ensaio; t-tempo do percurso; Eest -módulo de elasticidade estático; Edin- módulo de elasticidade dinâmico; P_{rup} - carga de ruptura; σ_{rup} - tensão de ruptura.

O ensaio usando-se ultra-som, apresentou valores do módulo de deformação estático E_{est} dentro do domínio 13,1 a 15,7 MPa. O valor inferior deste domínio apenas vem corroborar outros tantos obtidos em vários trabalhos de pesquisa usando-se concreto laterítico. O limite superior é possível que retrate a condição de um concreto com maior resistência à compressão como é este do presente trabalho desta pesquisa. A sílica ativa, assim como a melhor distribuição granulométrica dá um maior fator de empacotamento ao concreto, tornando-o mais compacto, aumentando a velocidade de propagação do pulso de onda. As medidas em cada corpo-de-prova, mostradas na tabela 4.14, foram tomadas em duas direções, longitudinal e transversal e ambas apresentaram-se muito próximas nos sete corpos-de-prova ensaiados. O módulo de elasticidade dinâmico E_{din} , módulo de Young, para os demais corpos-de-prova variou de 23,0 MPa a 27 MPa.

A determinação do módulo de elasticidade usando-se a metodologia através de ciclos de carregamento apresentou em todos os corpos-de-prova ensaiados, para surpresa, resultados muito superiores daqueles obtidos através de ultra-sonografia para E_{est} . Chegando a atingir o valor médio de $E=32,01$ MPa para o módulo de deformação inicial do concreto, calculado conforme as expressões da Norma Brasileira, NBR 8522. A média calculada nos dois ensaios distintos apresentou 109,2% a mais para o ensaio de módulo de deformação obtido através dos ciclos de carregamento e descarregamento.

Valor surpreendente. A princípio sem uma explicação plausível que justifique tal diferença de valores. Observa-se que embora tenha havido um crescimento do módulo de deformação E_{est} no ensaio de ultra-sonografia para este novo concreto, o resultado ficou aquém do obtido através de ciclos de carregamento e descarregamento. Usando-se o ciclo II e traçando-se a curva tensão-deformação verifica-se que o valor de E obtido desta maneira também confirma os valores obtidos dentro dos sete ciclos de carga e descarga conforme prescreve a NBR 8522. Para $E_{din} = 27$ MPa obtido por ultra-som e $E=38$ MPa por ciclos de carregamento, a diferença foi de 28,9% entre os dois métodos, tomando-se os maiores valores de ambos. No ensaio de ultra-som, das 16 medidas feitas nos oito corpos-de-prova apenas uma (6,3%) forneceu velocidade de propagação inferior a 3.500 m/s. Este resultado obtido classifica o concreto como bom, segundo os critérios da ABCP para este tipo de ensaio. Segundo a ABCP as velocidades de propagação do pulso de onda nas amostras, para esta classificação devem estar entre 3.500 m/s a 4.500 m/s.

4.2.4 - Resistências dos corpos-de-prova

Os modos de ruptura dos corpos-de-prova de concreto laterítico desta pesquisa não foram diferentes daqueles corpos-de-prova de outras, cujo agregado era a rocha granítica usada no concreto convencional. Alguns deles, nas proximidades da ruptura, apresentavam fissuras generalizadas, orientadas segundo a direção do campo de compressão, com tendência ao esboroamento da estrutura interna do corpo-de-prova. Já em outros corpos-de-prova ocorria ruptura na forma de cones com os vértices em contato. Este modo de ruptura como foi citado anteriormente, tem como causa o atrito do corpo-de-prova com os pratos da prensa de ensaio.

A vibração sonora no momento da ruptura, chamada atenção por alguns pesquisadores do concreto de alto desempenho, não apresentou diferenças significativas entre os vários corpos-de-prova ensaiados. Talvez porque o maior nível de tensão obtido foi da ordem de 45 MPa. Embora não seja alto para um concreto de alto desempenho com agregados de rochas ígneas, mas o é para o concreto laterítico. Vale, porém salientar que, quando as cargas de ruptura superavam 70 toneladas, o som emitido no momento da ruptura era bem mais forte e agudo que para carga de ruptura menores.

A seguir na tabela 4.15, apresentam-se os resultados das resistências dos corpos-de-prova, em MPa, submetidos à ruptura por compressão simples.

Tabela 4.15 - Resistências à compressão simples dos corpos-de-prova para traços diversos sem lavagem das concreções lateríticas

Resistência à compressão simples (MPa)					3	7	14	21	28
Dias de idade									
CLR	CLR(5,0)	1:5	a/agl	0,75	16,3	18,6	22,4	24,4	25,9
			sp	0,00%					
			sa	0,00%					
	CLR(3,5)	1:3,5	a/agl	0,42	20,7	26,1	31,1	34,3	38,0
			sp	0,00%					
			sa	0,00%					
	CLR(6,5)	1:6,5	a/agl	0,71	10,8	12,5	14,5	16,5	18,2
			sp	0,00%					
			sa	0,00%					
CLA	CLA(3,5)	1:3,5	a/agl	0,37	20,37	30,3	35,4	41,5	45,2
			Sp	0,65%					
			sa	0,00%					
CLAS-5,0	CLAS(5,0)	1:5	a/agl	0,32	25,6	28,7	29,3	30,1	36,9
			sp	1,00%					
			sa	5,00%					
	CLAS(3,5)	1:3,5	a/agl	0,30	30,6	31,9	35,4	36,5	43,3
			sp	1,00%					
			sa	5,00%					
	CLAS(6,5)	1:6,5	a/agl	0,55	17,4	19,1	24,6	25,8	28,5
			sp	1,00%					
			sa	5,00%					
CLAS-10,0	CLAS(5,0)	1:5	a/agl	0,37	23,7	32,2	37,8	39,0	39,6
			sp	1,00%					
			sa	10,00%					
	CLAS(3,5)	1:3,5	a/agl	0,30	31,8	34,8	39,9	40,5	46,2
			sp	1,00%					
			sa	10,00%					
	CLAS(6,5)	1:6,5	a/agl	0,45	16,8	24,5	28,9	30,3	30,5
			sp	1,40%					
			sa	10,00%					

OBSERVAÇÕES: a/agl: fator água/aglomerante; sp: superplastificante; sa: sílica ativa

Foram dez traços de concreto laterítico, CL, variando em três proporções, 1: 5,0, 1: 3,5 e 1: 6,5. Cada uma destas com variação percentual no teor da água/aglomerante, a/agl, teor de aditivo superplastificante, sp, com teores de 5% e 10% de sílica ativa, sa, e as rupturas dos corpos-de-prova em cinco idades 3, 7, 14, 21, 28 dias.

4.2.5 - Análise dos resultados das resistências dos corpos-de-prova

A seguir, serão feitas análises dos resultados obtidas para resistência à compressão simples dos corpos-de-prova ensaiados para os diversos traços e considerados individualmente. São apresentadas nas figuras as resistências à compressão simples em função dos tempos de cura, as curvas de correlação obtidas em cada traço e os respectivos coeficientes de determinação R^2 . O valor deste coeficiente indica a proporção da variabilidade da variável dependente, resistência à compressão simples, que está sendo explicada pela equação de regressão, isto é pelo conhecimento da variável independente associada, dias de cura.

4.2.5.1 - Traço 1:5 ; a/ agl = 0,75 – C L R (5,0)

O primeiro traço na proporção 1:5 foi feito com a/agl=0,75, sp=0,00% e sa=0,00%. Observa-se na tabela 4.15 e na figura 4.6, um aumento no nível de resistência quando comparado a valores obtidos em pesquisas anteriores para esta mesma proporção 1:5 que constam do quadro 2.13. Aos 14 dias, a resistência obtida já era de 22,4 MPa. Superior àquelas obtidas aos 28 dias por Chagas Filho (1986), com o agregado apenas britado e peneirado. Observe-se a proximidade dos valores do fator a/agl para esta análise com aqueles das concreções de jazidas diferentes, Sapé-PB, Mosqueiro-PA e Jacumã-PB.

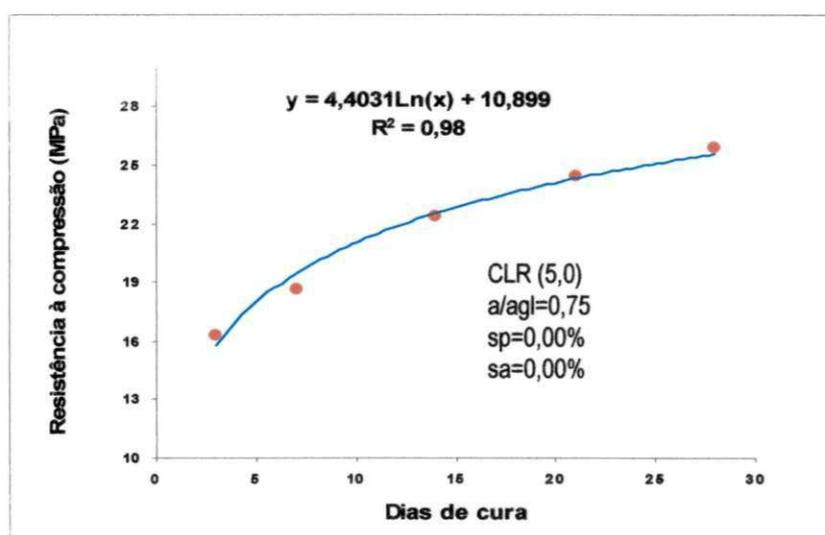


Figura 4.6 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:5

Os corpos-de-prova ensaiados aos 28 dias com este mesmo traço, apresentaram-se bastante úmidos internamente após a ruptura. Estes foram retirados da água com 24 horas de

antecedência. O nível de resistência obtido aos 28 dias foi 25,9 MPa. Acrescente-se que o consumo de cimento aqui obtido foi de 358,35 kg/m³ apenas 2 kg/m³ a mais que aqueles obtidos nos resultados apresentados no quadro 2.13, na referência citada anteriormente. O coeficiente de determinação R² indica que 98% na variância na resistência à compressão, é explicada pelos dias de cura. E que dados os dias de cura 2% da variância permanece não explicada.

4.2.5.2 - Traço 1:3,5 ; a/agl= 0,42 – C L R (3,5)

O traço seguinte na proporção 1:3, 5, com a/agl= 0,42, sp=0,00% e sa=0,00% é mostrado na tabela 4.15 e na figura 4.7. Observa-se um acentuado ganho de resistência à compressão simples para os corpos-de-prova ensaiados. Houve uma diminuição no fator a/agl para 0,42 e o aumento da quantidade de cimento da mistura. Seu valor foi de 487,8 kg/m³. A curva apresentou ótima correlação. Os níveis de resistência à compressão obtida foram todos superiores àqueles dos traços da proporção 1: 5.

O maior consumo de cimento e diminuição do fator a/agl deve justificar estes resultados. Aos 28 dias de idade foi obtido o valor de 38,0 MPa .Também deve receber destaque por este elevado ganho de resistência a granulometria utilizada na metodologia do trabalho, utilizada em todas as misturas, com a composição ideal entre concreções de graduação 0 e graduação 1, no ensaio da massa unitária no estado compactado seco, no qual foram obtidos os percentuais de 50% para cada um dos diâmetros máximos de 9,5 mm e 19,0 mm dos agregados lateríticos. Saliente-se que os valores das resistências encontrados foram obtidos sem uso de superplastificante ou sílica ativa.

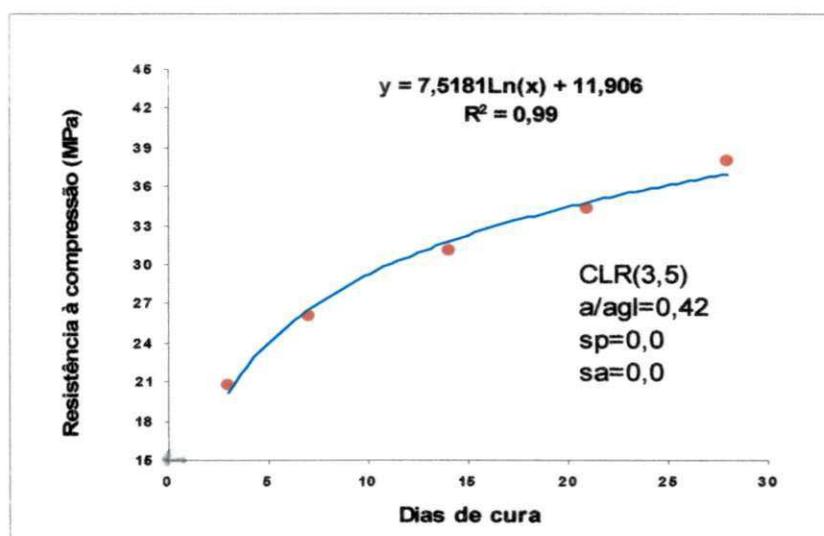


Figura 4.7 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:3,5

4.2.5.3 - Traço 1:6,5; a/ agl = 0,71 – C L R (6,5)

A tabela 4.15 e figura 4.8 apresentam os dados das resistências obtidas para o traço 1:6,5 com $a/agl = 0,71$, $sp = 0,00\%$ e $sa = 0,00\%$. Este traço, tem baixa quantidade de cimento utilizada na mistura, apresentou valores de resistência aos 28 dias de 18,20 MPa. O baixo consumo de cimento de 299,6 kg, faz com que se tenha em todas as idades níveis baixos de resistência. A curva apresenta-se com um coeficiente $R^2 = 0,96$ indicando boa correlação obtida para os dados apresentados.

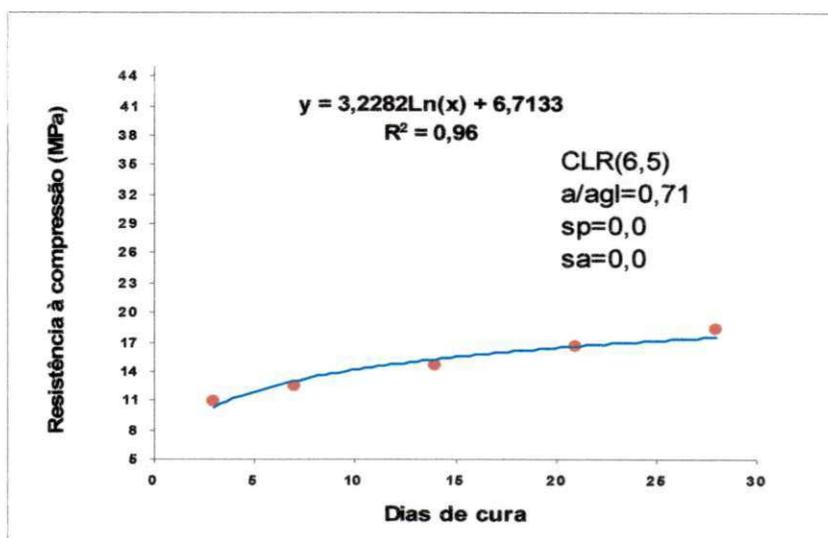


Figura 4.8 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:6,5

4.2.5.4 - Traço 1:3,5; a/ agl = 0,37; sp = 0,65% – C L R (3,5)

A mistura 1:3,5 e $a/agl = 0,37$, $sp = 0,65\%$ e $sa = 0,00\%$ apresenta uma curva excelentemente ajustada, bem conformada aos dados obtidos conforme ilustrado na figura 4.9, apresentando coeficiente de determinação R^2 próximo à unidade o que atesta a afirmação. Com consumo de cimento de 494,3kg foram obtidos resistências à compressão acima de 41,5 MPa após 21 dias de idade, atingindo-se 45,20MPa aos 28 dias. Valor muito significativo e superior a qualquer outro nível de resistência já anteriormente obtida, em todas as pesquisas constantes da bibliografia sobre concreto laterítico. Interessante observar que este nível de resistência à compressão simples, equipara-se àquele de um traço idêntico o CLAS_{10 (3,5)}, com um fator $a/c = 0,30$ um percentual de superplastificante $sp = 1,00\%$ e um teor de sílica ativa $sa = 10\%$ em acréscimo ao cimento.

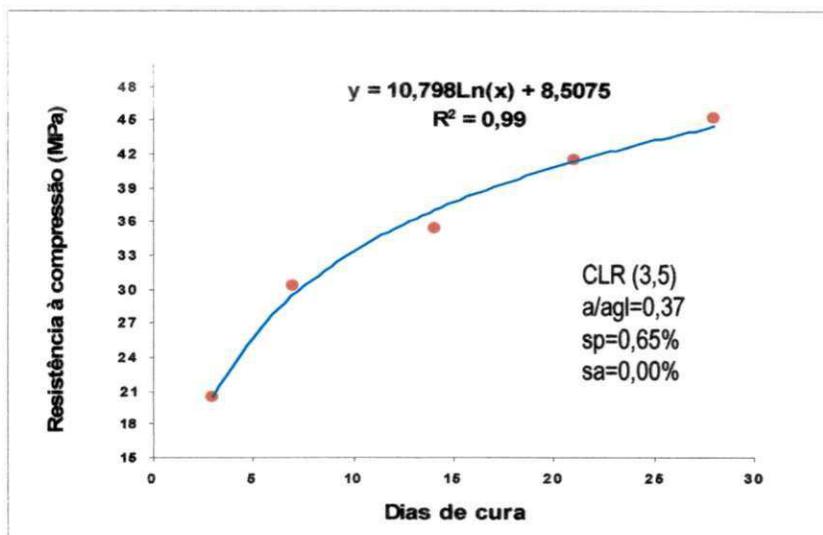


Figura 4.9 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:3,5

Ao que parece, a influência da sílica ativa neste traço 1:3,5, não foi tão preponderante no aumento de resistência quanto à influência do superplastificante. Em concretos bem dosados granulometricamente, com boa vibração, boa trabalhabilidade, a/agl da ordem de 0,35 e teor de superplastificante da ordem de 1 % em relação à massa de cimento, pode-se conseguir bons níveis de resistência mesmo sem usar sílica ativa, conforme observação feita por AİTCIN (2000).

O bom nível de significância dos resultados, o bom ajuste da curva aos dados obtidos tende a corroborar esta idéia e inferir este raciocínio. Porém, se assim é o que se pode pensar sobre a sílica ativa. Sabe-se que reage, como já foi comentado. Junto com o cimento, a água e o superplastificante formam uma dispersão que devem preencher os poros permeáveis da laterita e assim conferir um aumento de resistência a este agregado. Esta foi a idéia que originou o trabalho desta pesquisa. Deve também, como a sílica ativa foi usado em acréscimo ao cimento, aumentar mais ainda a resistência obtida para o concreto. Isto não aconteceu para os dados obtidos nos traços citados. Poder-se-ia pensar isto, talvez, para um concreto convencional, com um agregado mais resistente. No caso do concreto laterítico, o agregado limita a resistência. Em uma linguagem coloquial não existe corrente mais forte que seu elo mais fraco. Assim o agregado continua a ser o elo fraco da corrente. A resistência do agregado é a variável limitante do parâmetro resistência.

Melhorou a resistência com a dispersão utilizada, mas os dados obtidos mostram a restrição imposta pelo agregado ao crescimento da resistência do concreto, para os teores de sílica estudados. É possível inferir que o aumento da quantidade de cimento e a diminuição de água na mistura foram realmente os fatores desencadeantes do aumento de resistência, muito mais que a influência da sílica ativa como se esperava. Porém, vale ressaltar que a resistência do concreto não é o único parâmetro a considerar em projetos. A ação da aspersão da solução de nitrato de prata sobre o corpo-de-prova de concreto laterítico, com traços e percentuais de sílica ativa equivalentes aos aqui estudados e apresentada na revisão bibliográfica, mostra o bom desempenho deste concreto quando submetido a ação dos íons cloreto. Isto se deve também a uma maior densidade da matriz de argamassa com uso da sílica ativa.

Outra questão a ser respondida é sobre o efeito da água na mistura. A água é utilizada para hidratação do cimento Portland. Porém, para os agregados lateríticos acrescenta-se água para correção da absorção no valor de 5 % ou mais em alguns agregados mais porosos. Porém, esta água para correção da absorção será utilizada nas reações de hidratação, evapora, fica como água fisicamente adsorvida, será água capilar ou interlamelar ou passa a ser água quimicamente ativa? A questão é levantada porque foi observado em trabalhos anteriores um acentuado ganho de resistência no concreto laterítico em idades superiores há 365 dias. É possível que com o processo de hidratação continuado, ocorra um conseqüente ganho de resistência devido a esta água utilizada na correção da porosidade do agregado. A figura 4.9 mostra a curva obtida para o traço utilizado. Observe-se a relação obtida $\text{água/agl} = 0,37$, resistência $f_{c28} = 45,2$ MPa e compare-se com os limites que a norma NBR 6118:2003. A tabela 7.1 deste órgão normativo, transcrita para o quadro 2.9, estabelece um fator água/cimento em massa $\leq 0,45$ e uma classe de concreto $\geq C40$ para concretos estruturais a serem executados em meios com classe de agressividade ambiental IV, muito forte, e neste nível tem-se pH da ordem de 4,5, conforme tabela 2.5, transcrita do CEB/FIP. Esta classe de agressividade é encontrada em ambiente industrial e respingos de maré, onde o risco de deterioração da estrutura é elevado. Tais como ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, armazéns de fertilizantes e indústrias químicas. Assim os resultados obtidos para o concreto laterítico com este traço, 1:3, 5 atendem às condições de qualidade, as quais devem possuir um concreto a ser executado onde existam ações rigorosas de agressividades ambientais como as prescritas pela Norma Brasileira NBR 6118:2003. Também é resistente aos efeitos da carbonatação segundo os critérios apresentados no quadro 2.10.

4.2.5.5 - Traço 1:5; a/ agl = 0,32; sp =1,00%; sa= 5,00% – C L A S 5 (5,0)

A figura 4.10 mostra os dados obtidos para o traço 1:5,0, apresentados na tabela 4.15, usando-se o fator $a/agl = 0,32$, $sp = 1,00\%$, $sa = 5,00\%$. Destes resultados pode-se observar um excelente ganho de resistência nos primeiros dias, principalmente quando comparado com traços anteriores 1: 5. Aos 3 dias de idade, obteve-se resistência de 25,60 MPa e aos 28 dias 36,9 MPa. Observe-se o valor aos 3 dias com aqueles obtidos no quadro 2.13 para o traço de mesma proporção aos 28 dias. Valores estes superiores também aos obtidos nos traços anteriores de mesma proporção, porém sem os acréscimos de superplastificante e sílica ativa. Este concreto com $a/agl = 0,32$ e resistência $f_{c28} = 36,9$ MPa considerando-se o desvio padrão dos resíduos de 4 MPa, poderia ser utilizado em um meio de forte agressividade nível III da NBR 6118:2003, atmosferas marinha e industrial, com pH da ordem de 5,0 pelos critérios estabelecidos pelo CEB/FIP. Este concreto, segundo os critérios constantes do quadro 2.10 é resistente aos efeitos da carbonatação.

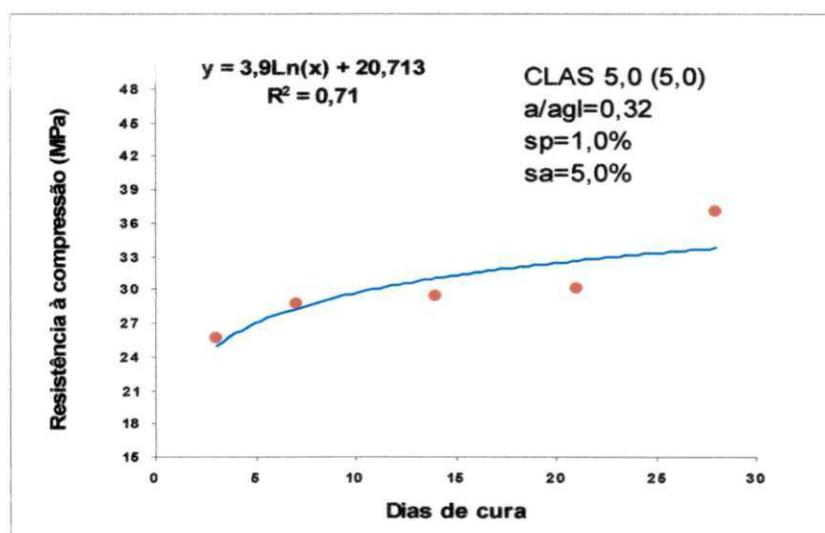


Figura 4.10 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:5

4.2.5.6 - Traço 1:3,5; a/ agl = 0,30; sp = 1,00%; sa= 5,00% – C L A S 5 (3,5)

Os resultados para o traço CLAS 5 (3,5) na proporção 1: 3,5, com $a/agl = 0,30$, $sp = 1,00\%$ e $sa = 5,00\%$, tabela 4.15, são ilustrados na figura 4.11. Observa-se uma curva de ótimo grau de ajustamento, $R^2 = 0,87$. As resistências à compressão simples dos corpos-de-prova ensaiados, foram boas em todos os níveis, atingindo-se 30,6 MPa aos 3 dias e aumentando gradativamente até 43,3 MPa aos 28 dias de idade. O consumo de cimento foi da ordem de

494,0 kg/m³ de concreto e a consistência medida pelo ensaio do abatimento do tronco de cone 60 mm. O nível de resistência encontrado é superior em 5 MPa àquele de mesma proporção sem nenhum aditivo, traço C L R (3,5), no qual se obteve resistência média à compressão simples aos 28 dias de 38 MPa, com consumo de cimento da ordem de 488 kg/m³ de concreto.

A consideração de durabilidade deste concreto com este traço, em um meio de forte agressividade ambiental também é atendida, desde que o fator $a/agl = 0,30$ é inferior ao limite de 0,45 estabelecido pela norma NBR 6118:2003. O nível de resistência $f_{c28} = 43,3$ MPa atende o valor de classe de concreto $\geq C30$ da referida norma. Conseqüentemente, seu desempenho satisfaz as condições de uso em um meio agressivo, segundo critérios da NBR 6118:2003. Segundo os critérios apresentados no quadro 2.10, este concreto é considerado como resistente à ação da carbonatação.

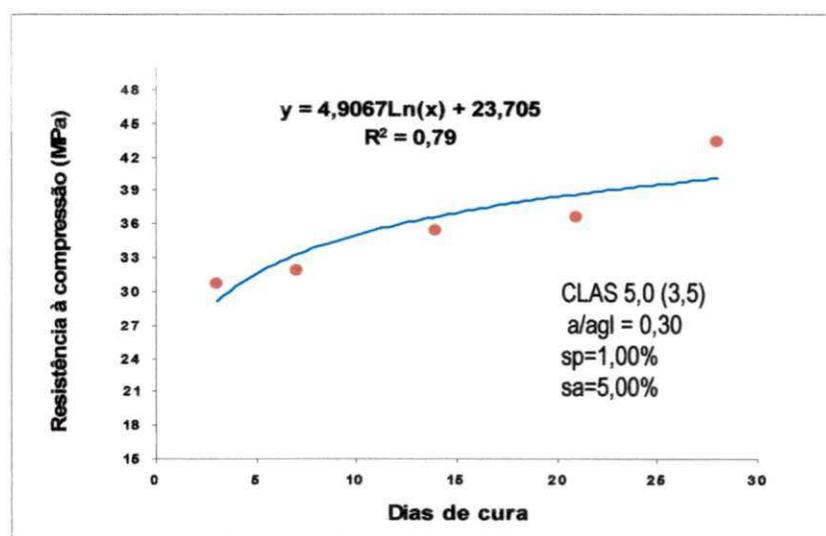


Figura 4.11 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:3,5

4.2.5.7 - Traço 1: 6,5; $a/agl = 0,55$, $sp = 1,00\%$; $sa = 5,00\%$ – CLAS 5 (6,5)

O sétimo traço cujos resultados são apresentados na tabela 4.15 são ilustrados na figura 4.12, foi com a mistura na proporção 1 : 6,5 , $a/agl = 0,55$, $sp = 1,00\%$ e $ms = 5,00\%$ e abatimento do tronco de cone de 40mm. Observa-se que nesta mistura houve um acentuado ganho de resistência quando comparado ao traço de mesma proporção sem a presença de aditivos. No traço CLR (6,5) o nível de resistência aos 28 dias foi de 18,20 MPa. Enquanto que neste, com o fator $a/agl = 0,55$, um consumo de cimento 13,1 kg a menos, a presença do superplastificante e da sílica ativa fez elevar a resistência em 10MPa , quando comparado com

a mistura de mesma proporção, ver tabela 4.15, CLAS 5 (6,5)

Quanto aos critérios de durabilidade da Norma Brasileira, NBR 6118:2003, este concreto atende a classe de agressividade I, fraca. Pois o critério exige a relação $a/c \leq 0,65$ e classe de concreto $\geq C20$, muito embora próximo à classe II moderada.

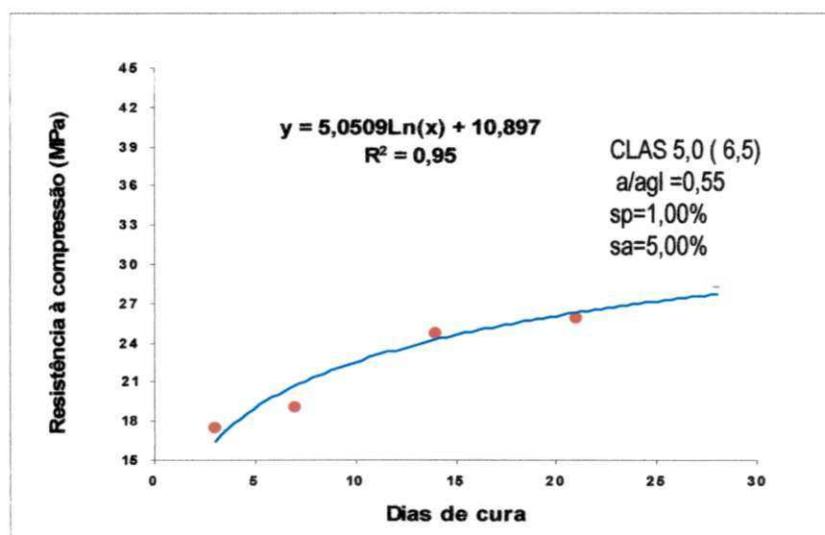


Figura 4.12 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:6,5

4.2.5.8 - Traço 1:5; $a/agl = 0,37$, $sp = 1,00\%$ e $sa = 10\%$ – CLAS 10 (5,0)

A figura 4.13 a seguir mostra a curva obtida com os valores do oitavo traço realizado na proporção 1: 5,0, com $a/agl = 0,37$, $sp = 1,00\%$, $sa = 10,00\%$, abatimento 40 mm. Os valores obtidos indicados na tabela 4.15 e apresentados na figura 4.13, mostram que houve um ganho de resistência com adição do superplastificante e sílica ativa. Obtendo-se 39,60 MPa aos 28 dias de idade. A curva apresenta boa correlação com o coeficiente $R^2 = 0,95$. A consistência, medida pelo ensaio de abatimento do tronco de cone com valor 40 mm conferiu boa trabalhabilidade à mistura.

Uma análise com relação às possibilidades de uso em meios agressivos de um concreto laterítico executado de maneira similar a este segundo os ditames da NBR 6118:2003, verifica-se que atenderia a uma classe de agressividade no mínimo III da citada norma. Pois que considerando a resistência obtida aos 28 dias de 39,6 MPa, com um teor $a/agl = 0,37$, para um desvio padrão de resíduos de 4MPa tem-se no mínimo um $f_{ck} = 33$ MPa. Esta agressividade ambiental, considerada forte, é encontrada segundo a NBR 6118:2003,

quadro 2.9, em atmosferas marinha e industrial com pH da ordem de 5,0 conforme se observa na tabela 2.5. Assim para um traço intermediário obteve-se um concreto laterítico de alta resistência e alto desempenho frente a agentes agressivos, segundo os critérios da recentemente aprovada Norma Brasileira para estruturas de concreto armado.

O teor de água usado foi superior ao traço anterior de mesma proporção, embora o teor de superplastificante usado tenha sido o mesmo, é possível que o acréscimo de sílica necessite mais água para a mistura para uma mesma trabalhabilidade pelo alto valor de sua superfície específica. O consumo de cimento de 367,50 kg/m³ de concreto, valor maior que os 363,71 kg/m³ obtidos com o teor de sílica ativa de 5 % .

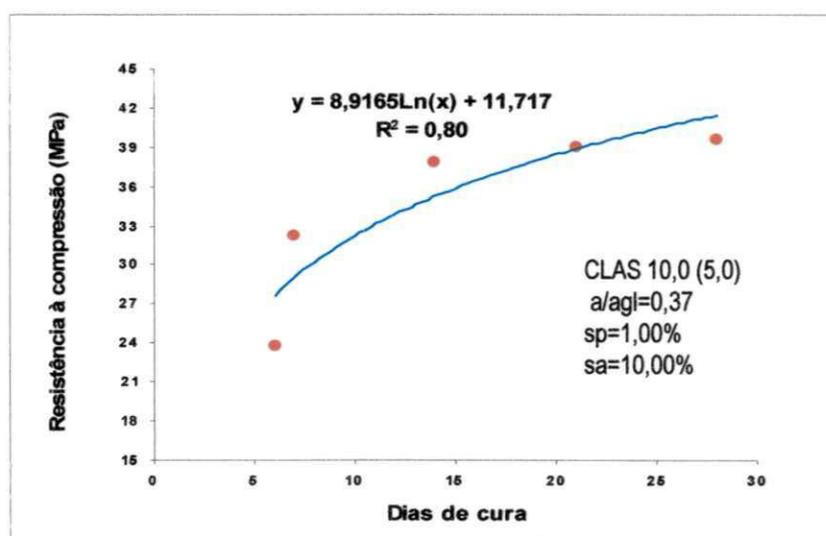


Figura 4.13 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:5,0

4.2.5.9 - Traço 1:3,5; a/ agl= 0,30, sp= 1,00% e sa= 10,00% - CLAS 10 (3,5)

O nono traço na proporção de 1 : 3,5 , com a/agl=0,30, sp=1,00% e sa= 10,00% e abatimento 60 mm, cuja curva indica-se no figura 4.14, apresenta boa correlação com os dados obtidos e apresentados na tabela 4.15. O valor da resistência à compressão dos corpos-de-prova aos 28 dias, foi 46,20 MPa. Este valor conforme se frisou anteriormente é apenas 1 MPa a mais que o obtido com aquele de mesma proporção sem uso de sílica ativa com consumo de cimento de 487,80kg/m³ de concreto.

Chama atenção o valor obtido aos 3 dias de idade com a resistência obtida de 31,80 MPa. Os valores seguintes às várias idades continuam sendo progressivamente incrementados. O consumo de cimento para este traço foi de 485,70 kg/m³ de concreto.

A análise do desempenho desse concreto com essa proporção mostra uma baixa relação água/ aglomerante= 0,30 e resistência característica $f_{ck}= 39,6$ MPa se considerado um desvio padrão de resíduos de 4 MPa . A norma NBR 6118:2003, quadro 2.9, limita $a/c \leq 0,45$ e $C \geq 40$ MPa para que um concreto armado possa ser usado em ambiente de agressividade extrema, nível IV considerada muito forte. Neste nível, tem-se um pH da ordem de 4,5 pelos critérios do CEB/FIP. Observa-se que esta condição da NBR 6118:2003 é satisfeita, atestando assim este concreto como de bom desempenho e resistente frente a agentes agressivos ambientais. Enquadra-se como resistente quanto aos riscos de corrosão das armaduras pela ação de íons cloreto, apresentados no quadro 2.10 e riscos por lixiviação ou formação de produtos expansivos apresentados no quadro 2.11, transcritos da referida norma.

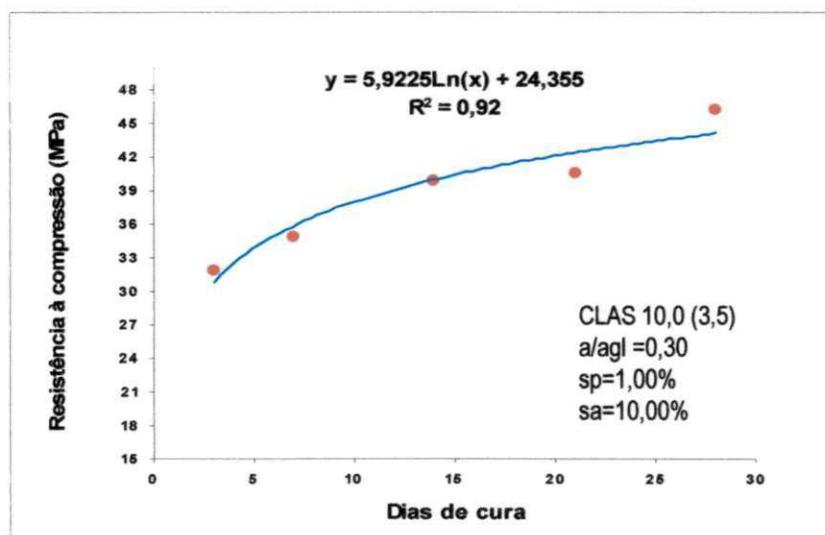


Figura 4.14 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:3,5

4.2.5.10 - Traço 1:6,5; $a/ agl= 0,45$, $sp= 1,4\%$ e $sa= 10,00\%$ – CLAS 10 (6,5)

O décimo traço foi na proporção 1: 6,5, com $a/agl= 0,45$, $sp= 1,40\%$ e $sa= 10,00\%$. O consumo de cimento foi $286,6 \text{ kg/m}^3$ de concreto. Como se observa, a adição de superplastificante e sílica ativa fez aumentar o nível de resistência do concreto encontrando-se o valor de 30,50 MPa aos 28 dias de idade. Esta resistência é equivalente àquela obtida para concreto com brita de rocha granítica na proporção 1:5 ilustrada no quadro 2.6. Observe-se também que esta resistência foi obtida com um consumo de cimento que está abaixo do valor mínimo de 300 kg/m^3 estabelecido pela Norma NBR 6118, para concreto estrutural. Observe-se que mesmo no traço com menor quantidade de cimento 1: 6,5 a resistência do concreto laterítico obtida aos 28 dias de idade foi 30 MPa com um fator $a/aglo=0,45$. Este concreto

atende à qualidade requerida para ser usado em uma atmosfera de agressividade fraca, nível I; e moderada, nível II, se for usado um menor desvio padrão. Assim o desempenho requerido é atendido pelo concreto laterítico também para este traço 1:6,5. Segundo os critérios apresentados no quadro 2.10, classifica-se como concreto normal.

Todos os valores obtidos para todas as idades, quando comparados com os traços de mesma proporção, foram superiores, indicando ganho de resistência com os incrementos dos aditivos utilizados. A curva é indicada na figura 4.15.

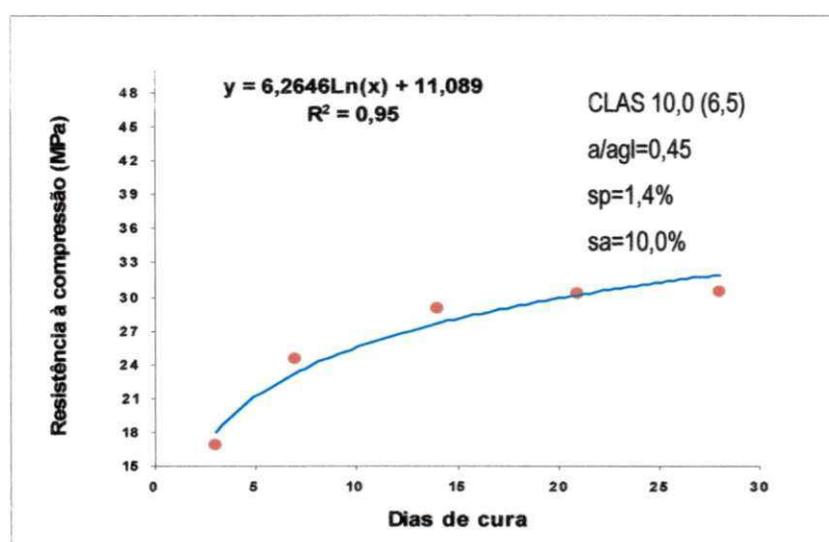


Figura 4.15 – Resistência à compressão em função de dias de cura para o traço 1:6,5

4.2.6 - Resistência à tração

No traço, CLAS* 5 (5,0) proporção 1: 5,0 citado anteriormente, foram ensaiados também corpos-de-prova, à tração por compressão diametral. As resistências encontradas estão indicadas na tabela 4.16. O valor médio da resistência à tração do concreto neste ensaio foi 2,94 MPa equivalente a 7% da resistência obtida à compressão simples. No concreto convencional estima-se 10% entre estas duas resistências.

Tabela 4.16 - Resistência à tração por compressão diametral para o concreto laterítico

Corpo-de-prova	Resistência à tração f_{ct} (MPa)
CP-3	3,11
CP-6	2,97
CP-11	3,11
CP-12	2,60

4.2.6.1 - Estudo comparativo dos traços 1:5, 0 ; 1:3,5 e 1:6,5

A seguir, será feita a análise do estudo comparativo das misturas para cada um dos três traços utilizados.

a) Comparação entre os traços de números CLR (5,0), CLAS 5 (5,0) e CLAS 10 (5,0), figura 4.16 e tabela 4.17, na proporção 1: 5,0 sem e com adições de superplastificante glenium 51 e sílica ativa. Comparando-se os dois primeiros observa-se que o traço CLAS 5 (5,0) com adições de 1% do superplastificante, 5% de sílica ativa, e com um teor de água/aglomerante de 0,32, obteve-se 25,6 MPa aos três dias de idade o que implica um aumento de 19% na resistência. Os valores continuam sempre maiores nas demais idades, que aqueles obtidos sem o aditivo. A comparação entre os traços CLAS 5 (5,0) e CLAS 10 (5,0) mostra um ganho menor de resistências, com o aumento do teor de sílica ativa na mistura quando passa de 5% para 10%. A resistência aos 28 dias foi de 39,6 MPa. Os consumos de cimento por metro cúbico de concreto utilizados nestas misturas foram de 358,35 kg, 363,71 kg e 367,50 kg respectivamente. Os resultados do traço 1 : 5 com $a/agl = 0,77$ são complementares àqueles do quadro 2.6, e servem para comparar com os resultados atuais desta pesquisa.

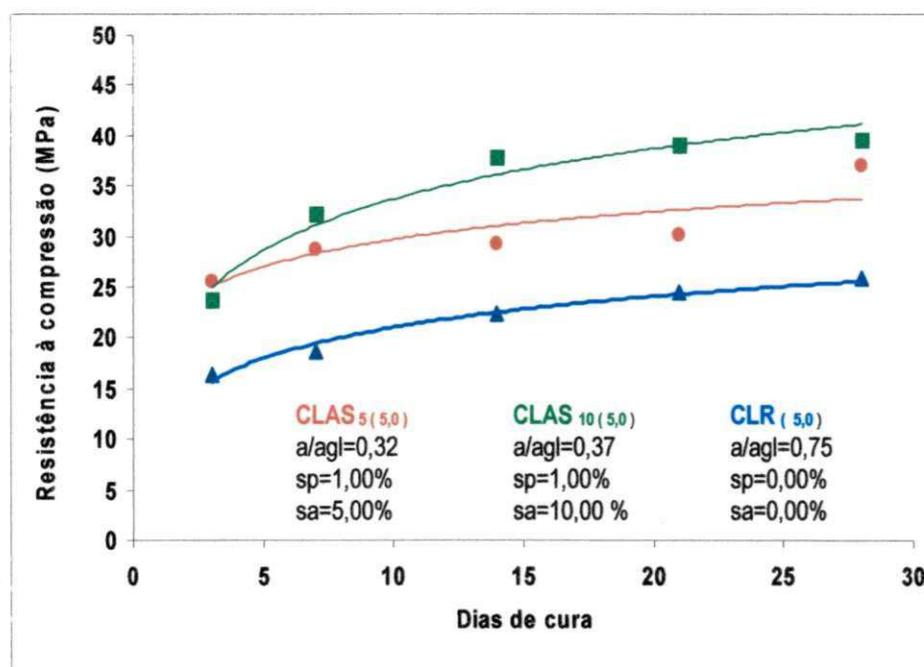


Figura 4.16 – Resistência à compressão versus dias de cura para o traço 1:5,0

b) Comparação entre os traços de números CLR (3,5), CLA (3,5), CLAS 5 (3,5) e CLAS 10 (3,5), figura 4.17 e tabela 4.17, com misturas na proporção 1: 3,5 sem e com aditivos superplastificante e sílica ativa. Para estes traços os consumos por metro cúbico de

cimento foram de 487,8 kg, 494,3 kg, 494,0 kg e 485,7 kg respectivamente. Os resultados tendem a mostrar a influência significativa da quantidade de cimento nos valores obtidos. Isto porque o traço CLA (3,5) sem sílica ativa, apresentou aos 28 dias o mesmo nível de resistência, 45,2 MPa, que o último traço, no qual foi usado 10% de sílica ativa. Também é possível que o agregado laterítico, a partir destes níveis limita a resistência à compressão mesmo para maiores teores de sílica ativa. A resistência à tração medida por compressão diametral nos corpos de prova foi de 3,7 MPa. Quando se observa a diferença entre o traço CLR (3,5) e o traço CLA (3,5) vê-se o ganho de 7,2 MPa aos 28 dias e ocorreu com diminuição do fator a/agl pelo uso do superplastificante obtendo-se resistência de 45,2 MPa. As diferenças de resistências aos 28 dias entre os traços CLAS 5 (3,5) e CLAS 10 (3,5), com 5% e 10% de sílica respectivamente, foi 2,9 MPa. Cogitar novamente a influência limitante da resistência do agregado nestes resultados, como já foi enfatizado, é uma premissa aceitável.

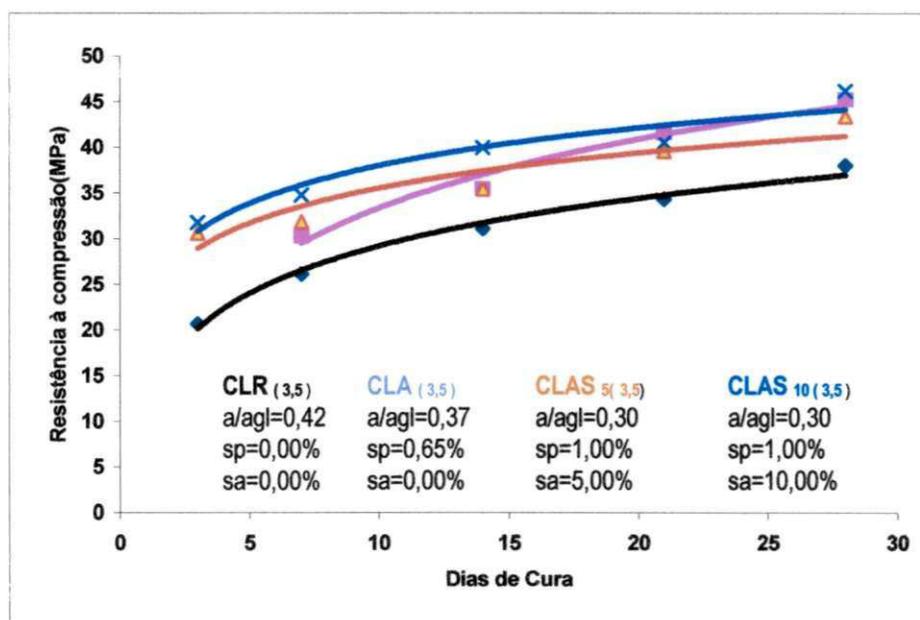


Figura 4.17 – Resistência à compressão versus dias de cura para o traço 1:3,5

c) Os dados obtidos para as misturas 1: 6,5 apresentados nos traços de números CLR (6,5), CLAS 5 (6,5) e CLAS 10 (6,5), figura 4.18 e tabela 4.17, com e sem a presença de aditivo superplastificante e sílica ativa induz as observações a seguir. Para o traço CLR(6,5) o maior nível de resistência à compressão obtido aos 28 dias de idade foi de 18,2 MPa. Para este traço usou-se um fator $a/agl=0,71$ e um consumo de cimento de 299,63 kg. Ao se adicionar superplastificante à mistura diminuiu-se o fator a/agl para 0,55 usando-se 1% de superplastificante e 5% de sílica ativa. Com isto houve ganho de resistência de 10 MPa

chegando-se a 28,5 MPa aos 28 dias. O consumo de cimento para este foi de 286,50 kg. O acréscimo de mais 5% de sílica ativa, CLAS 10 (6,5) e com 286,60 kg/m³, fez aumentar em 2,3 MPa a resistência, obtendo-se 30,5 MPa aos 28 dias, em relação ao traço com 5% de sílica e 1% de superplastificante. A resistência à tração, obtida por compressão diametral dos corpos de prova cilíndricos foi de 3,3 MPa, ou seja 10,8% da resistência à compressão. Para esta mistura obteve-se 67% ganho de resistência aos 28 dias de idade com acréscimos de superplastificante e sílica ativa à mistura, quando se comparam os traços CLR (6,5) e CLAS 10 (6,5) da proporção 1:6,5. Observa-se que as diferenças nos consumos de cimento foram de 13,1 kg entre o maior e o menor (4,6%). Aumentando-se o teor de sílica ativa de 5% para 10% aumentou a resistência à compressão simples do concreto. Ao que parece, a influência da sílica ativa é maior no traço com menos cimento 1: 6,5. O maior ganho de resistência ocorreu entre o traço CLR (6,5) e CLAS 5 (6,5).

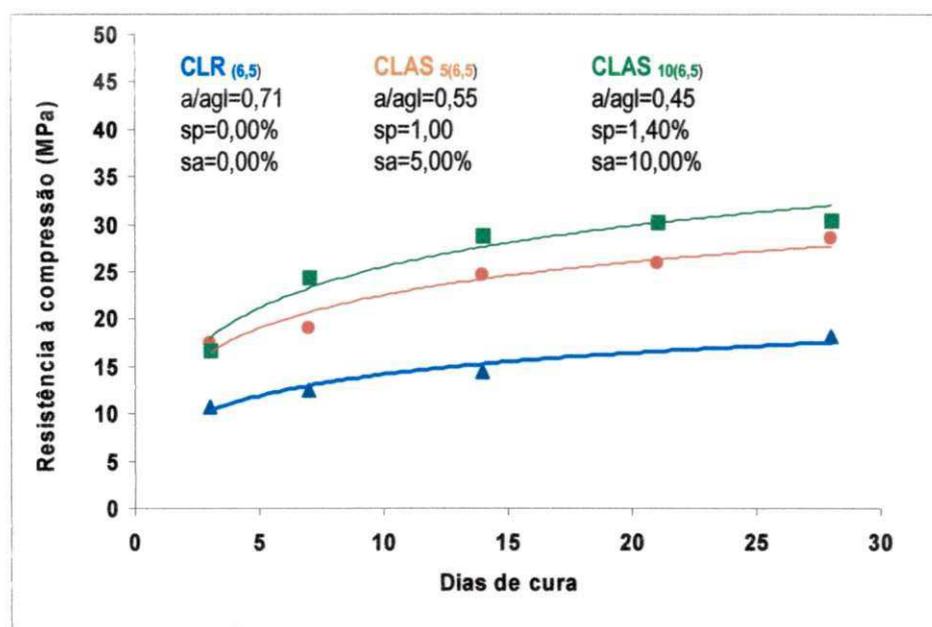


Figura 4.18 – Resistência à compressão versus dias de cura para o traço 1:6,5

4.2.6.2 - Análise do consumo de cimento versus resistência à compressão simples obtida para os corpos-de-prova de concreto laterítico

A tabela 4.17 apresenta as relações entre o consumo de cimento (kg/m³) e resistência do concreto à compressão simples em MPa, (kg/m³ /MPa). Os valores tomados para as resistências nos diversos traços foram aos 28 dias de idade. São indicados também o fator a/agl, percentual de superplastificante sp(%) e teor de sílica sa(%).

Observa-se que existe uma tendência, para o menor consumo de cimento por metro cúbico de concreto por MPa de resistência, ($\text{kg/m}^3/\text{MPa}$), variar na razão inversa dos teores de sílica ativa.

Nas figuras 4.19, 4.20 e 4.21, observam-se as relações entre os consumos de cimento e os níveis de resistências à compressão simples.

Na figura 4.21 e tabela 4.17 o dado com resistência $f_{c28}=21,00$ MPa e consumo de cimento $358,00\text{kg/m}^3$ de concreto, traço 1:5,0 foi alocado, para efeito comparativo. Foram obtidos dos resultados encontrados com outra metodologia, em Chagas Filho (1986), indicados no Quadro 2.6. Para estes dados a relação entre agregados graúdo e miúdo, também foi 1:5, com 2,3 de areia e 2,7 de concreções com uma única dimensão granulométrica para o agregado graúdo. Comparando este valor e aquele em que se adicionou 1% de superplastificante e 10% de sílica, vê-se que se obteve a massa de cimento de $9,28\text{ kg/m}^3$ de concreto por megapascal de resistência, isto corresponde a 55% do primeiro. Ou seja, há um ganho de resistência com menor quantidade de cimento. A bem da verdade, é bom que se frise que, para isto, adicionou-se o superplastificante e a sílica ativa.

Observe-se a análise do consumo dos insumos, para o consumo de cimento e a resistência para a proporção 1:3,5. Comparem-se os valores dos consumos de cimento por metro cúbico de concreto por megapascal de resistência, quando se usam 5% e 10% de sílica ativa e 1% de superplastificante. Os valores obtidos dos consumos de cimento de $11,41\text{ kg/m}^3/\text{MPa}$ de resistência e $10,51\text{ kg/m}^3/\text{MPa}$ mostram também neste caso um ganho na relação supramencionada. Então, superplastificante e sílica ativa neste traço trazem também ganho na relação entre o consumo de cimento e o ganho de resistência correspondente.

Para a terceira mistura na proporção 1:6,5, Gráfico 4.26 sem e com adição de superplastificante e sílica ativa, observa-se que, em relação as outras duas misturas de 1:5 e 1:3,5, esta de 1:6,5, apresentou rendimento entre o consumo de cimento e o respectivo ganho de resistência similar ao traço 1:5. Ao usar-se o teor de 10% de sílica ativa obteve-se 9,40 em comparação com 16,46. Em termos percentuais, corresponde a 57,3%. Assim, observa-se que à medida que o traço ficou mais pobre a influência dos aditivos faz melhor efeito obtendo-se maiores resistências com menores teores de cimento.

Tabela 4.17 - Relações entre consumo de cimento por metro cúbico de concreto (kg/m^3) e resistência à compressão simples (MPa)

TRAÇO	a/agl	0,77	0,75	-	0,32	0,37
	sp	0,00%	0,00%	-	1,00%	1,00%
	sa	0,00%	0,00%	-	5,00%	10,00%
1/5	fcc ₂₈ (MPa)	21,00	25,90	-	36,90	39,60
	Ccim (kg/m^3)	358,00	358,35	-	363,71	367,50
	Ccim (kg/m^3)	17,04	13,84	-	9,86	9,28
	fcc ₂₈ (MPa)					
TRAÇO	a/agl	-	0,42	0,37	0,30	0,30
	sp	-	0,00%	0,65%	1,00%	1,00%
	sa	-	0,00%	0,00%	5,00%	10,00%
1/3,5	fcc ₂₈ (MPa)	-	38,00	45,20	43,3	46,20
	Ccim (kg/m^3)	-	487,80	494,25	494,0	485,70
	Ccim (kg/m^3)	-	12,84	10,93	11,41	10,51
	fcc ₂₈ (MPa)					
TRAÇO	a/agl	-	0,71	0,55	0,45	-
	sp	-	0,00%	1,00%	1,40%	-
	sa	-	0,00%	5,00%	10,00%	-
1/6,5	fcc ₂₈ (MPa)	-	18,20	28,50	30,50	-
	Ccim (kg/m^3)	-	299,63	286,5	286,60	-
	Ccim (kg/m^3)	-	16,46	10,05	9,40	-
	fcc ₂₈ (MPa)					

OBSERVAÇÕES: a/agl: fator água/cimento; sp:superplastificante; sa:silica ativa

Os gráficos abaixo mostram as resistências em megapascal, em função do consumo de cimento por metro cúbico de concreto obtido com os resultados da tabela supramencionada.

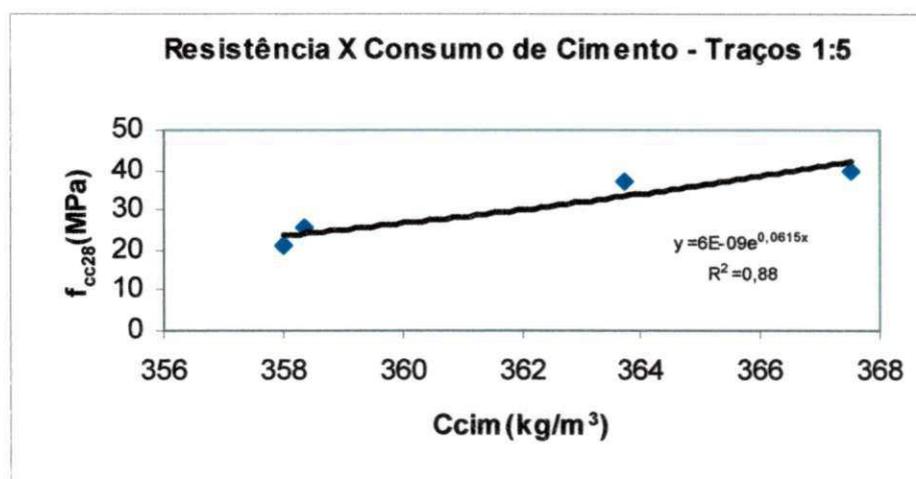


Figura 4.19 - Resistência à compressão simples (MPa) em função consumo de cimento (kg/m^3)

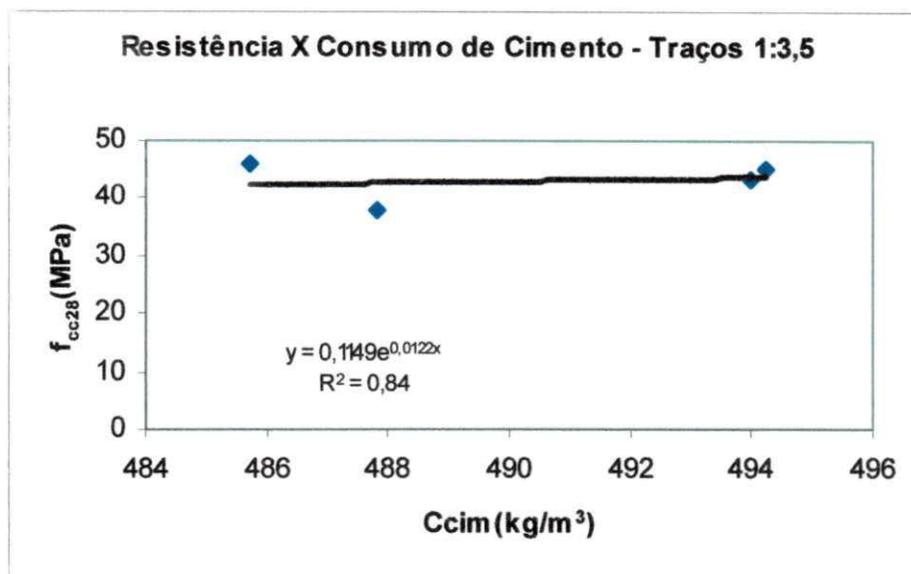


Figura 4.20 - Resistência à compressão simples (MPa) em função consumo de cimento (kg/m³)

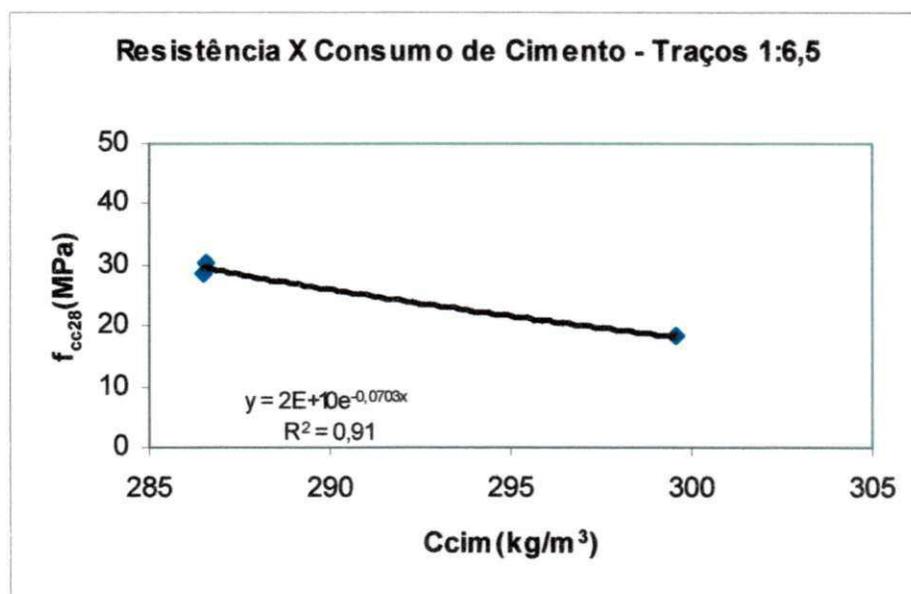


Figura 4.21 - Resistência à compressão simples (MPa) em função consumo de cimento (kg/m³)

4.2.6.3 - Resistência à compressão em função da granulometria

Evidenciou-se a relação direta entre as resistências obtidas e as granulometrias dos agregados graúdos lateríticos utilizados. Procurando-se obter a densidade ótima da mistura, como foi a metodologia usada neste trabalho, conseguiu-se, sem usar nenhum aditivo, obter-se resistências à compressão do concreto muito superiores àqueles valores obtidos em outras pesquisas com o mesmo material, quando este parâmetro não tinha sido levado em consideração. Foi obtido o valor de 25,90 MPa, para o CLR (5,0), tabela 4.13, para o

concreto laterítico aos 28 dias, com um consumo de 358,35 kg de cimento por metro cúbico de concreto, no traço 1 : 5,0. Quando comparado com resultados de pesquisa de concretos lateríticos anteriormente realizadas, traço 1:2,3:2,4 onde se obtiveram resistências de 20,7 MPa e 21,1 MPa , (CHAGAS FILHO,1986), com esta atual pesquisa com traço do concreto 1:2,54:2,46 , o resultado 25,90 MPa, implica um ganho de resistência da ordem de 4,8 MPa comparado com o maior dos dois valores acima citados, para o mesmo teor de cimento na mistura. Isto equivale 20,4% de acréscimo na resistência do concreto, unicamente variando os percentuais granulométricos.

4.3 - ANÁLISE DE CUSTOS DO PREPARO DO METRO CÚBICO DE CONCRETO

A tabela 4.17 apresenta o consumo de cimento foi 485,7 kg/m³, para uma resistência de 46,2 MPa para o traço 1 : 3,5 e para o traço 1:5,0 o nível de 39,6 MPa com um consumo de cimento de 367,5 kg/m³ . Também se encontrou resistência de 45,2 MPa no traço 1 : 3,5 sem uso de sílica ativa e com um consumo de 494,3 kg/m³.

As tabelas de composições de preços para orçamento, (TCPO-2003, ficha 03310.8.1.24, p. 101), apresentam nesta composição de preços a quantidade de 507,0 kg/m³ de cimento para obter-se um nível de resistência de 40 MPa para um concreto estrutural, britas 1 e 2 de agregado convencional, virado em obra e controle “A”. Comparando-se os valores dos consumos de cimento para as resistências obtidas no concreto laterítico com este de um concreto convencional, observa-se que estão compatíveis. Ao se analisar o custo final para execução de um metro cúbico de concreto, poder-se-ia questionar o acréscimo de custos dos insumos, superplastificante e sílica ativa, que elevariam o custo final. Até porque a sílica ativa tem um custo aproximado de três vezes o do cimento. No caso, foi usado um valor de 10% em adição, em relação à massa de cimento. Isto é verdade e faria o custo final subir. Porém, poder-se-ia rebater tal questionamento argumentando que resistências acima de 45 MPa foram obtidas sem uso de sílica ativa, apenas com o superplastificante. O que é verdade. Ou então, através de uma diminuição do custo do metro cúbico de concreto no insumo agregado graúdo, isto porque as concreções lateríticas, além de abundantes no Brasil e outros países, atualmente não possuem valor econômico. Se esta inferência apresenta-se consistente, o que parece ser, implica também em uma conseqüente redução de obtenção do custo do metro cúbico do concreto final. Outro insumo importante a ser considerado seria a distância de transporte. Em locais onde existe escassez de brita granítica, região Norte do Brasil, e abundância de concreções lateríticas, agregados de rochas ígneas elevam o custo final do concreto convencional. Esta análise já foi feita anteriormente. Assim, à medida que as

distâncias de transporte aumentam, o custo de transporte do material supera muito o próprio custo do agregado granítico.

4.4 - ENSAIO DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA

A Figura 2.36 ilustra a estrutura porosa das concreções lateríticas vista através de microscopia eletrônica de varredura, MEV. Como se pode ver a consideração da porosidade das concreções não pode ser desprezado no cálculo da água de amassamento do concreto laterítico. Considera-se que no período da pega do concreto o agregado esteja na condição saturada superfície seca. Se esta condição não existir para agregados porosos tais quais as concreções lateríticas, parte da água necessária à hidratação dos constituintes será absorvida pelo agregado comprometendo conseqüentemente o desempenho final do concreto.

A imagem também pode explicar com clareza o efeito positivo da dopagem dos agregados segundo Liborio (2004), e citado anteriormente no capítulo da Revisão Bibliográfica deste trabalho. Pode-se inferir desta imagem também a explicação do comportamento diferente em termos de resistência dos agregados lateríticos, quando submetidos a determinado ensaio mecânico, e quando usados em elementos estruturais de concreto. Por exemplo, no ensaio de resistência ao esmagamento, NBR 9938, a resistência 34,4% apresenta-se no limite da norma do DNIT, e muito abaixo de valores obtidos para a brita de rocha granítica que são da ordem de 75% de resistência ao esmagamento. No entanto, em ensaios realizados neste trabalho e outros já citados, tanto em corpos-de-prova quanto em elementos estruturais de concreto armado, figura 2.26, o comportamento é totalmente distinto.

Os comportamentos em termos de resistência de elementos estruturais, vigas e lajes já ensaiadas, atendem perfeitamente as normas de dimensionamento estrutural quanto à aderência das armaduras e flechas admissíveis usadas para concretos fabricados com agregados lateríticos e graníticos, as figuras 2.26, 2.27, 2.28, 2.29 e 2.30 e tabela 2.8 atestam esta afirmação. As relações entre momentos teóricos e de serviços, expressando a segurança quanto a deformações admissíveis, chegaram a mais de duas vezes em vigas anteriormente ensaiadas cujos modelos são ilustrados na figura 2.26 e tabela 2.8. Infere-se que, quando usados na mistura, os agregados lateríticos ganham resistência pela inserção nas suas cavidades da dispersão dos constituintes obtidos durante as reações de hidratação, proporcionando concretos com boas resistências e desempenhos nos diversos traços estudados, satisfazendo a NBR 6118:2003. A figura 4.22 apresenta a imagem de MEV para outra amostra de concreto laterítico.

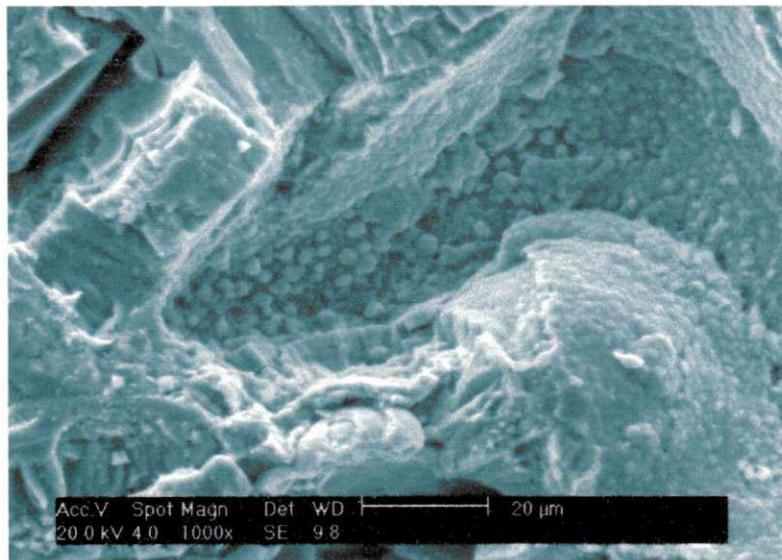


Figura 4.22 - MEV para amostra de concreto laterítico, na interface com o agregado

4.5 - ANÁLISE ESTATÍSTICA

4.5.1 - Modelo proposto

Neste item, procurou-se estabelecer o modelo que fosse adequado para relacionar a variável dependente, resistência à compressão, com as variáveis independentes, traço do concreto, tempos de cura, superplastificante e a relação entre a água e a quantidade de cimento somada a quantidade de sílica ativa na mistura (Anexo A). Para isto, utilizou-se o Modelo de Regressão Linear Múltipla-MRLM (Equação 4.8). Os resultados foram obtidos com o auxílio do programa de computador Statistica for Windows (1999).

A equação geral adotada para o início das análises teve a forma:

$$Y = \beta_1 \text{ Traço} + \beta_2 \text{ a/agl} + \beta_3 \text{ Superplastificante} + \beta_4 \text{ Tempo de Cura} \quad [\text{Eq. 4.8}]$$

Nesta expressão, estão presentes as variáveis: dependentes e independentes:

RC= Resistência à compressão

TR = Traço (Proporção);

a/agl= Relação entre a água e cimento + sílica ativa (proporção);

Plast= Superplastificante (%);

TC= Tempos de cura (Dias).

4.5.2 - Procedimento de análise

Nesta etapa foram realizadas as análises de variância e testes de hipóteses para o

modelo adotado. Procurou-se com isto, verificar qual o poder explicativo das variáveis independentes sobre a variável dependente.

Inicialmente, foram inseridas todas as variáveis independentes no modelo adotado para posterior análise. Na seqüência foi adotada a técnica de simplificação do modelo pela retirada das variáveis independentes que viessem a ter menor poder explicativo sobre a variável dependente.

4.5.2.1 - Resultados obtidos

a) Modelo M_1

Os resultados, obtidos com o auxílio do programa Statistica for Windows, para os estimadores dos mínimos quadrados do Modelo M_1 estão inseridos na equação 4.10.

$$RC = 130,3604 TR - 12,1023 a/agl + 5,8053 Plast + 0,4979 TC \quad [Eq.4.10]$$

O valor do coeficiente de determinação obtido $R^2=0,89$, significa que 89% da variabilidade na resistência à compressão está sendo explicada quando as variáveis traço, a/agl, superplastificante e tempos de cura são usadas. Os resultados obtidos encontram-se na tabela 4.18 cujas variáveis têm os significados explicitados anteriormente.

Os resultados apresentados na tabela 4.18 indicam para o nível de significância de 5%, que as variáveis independentes incluídas no modelo M_1 podem ser usadas para estimativa da variável dependente, resistência à compressão, com uma probabilidade de erro muito menor que o nível de significância adotado.

Tabela 4.18 – Análise da significância da regressão para o modelo M_2

R=0,94; $R^2=0,89$; R^2 ajustado=0,88 $\alpha=5\%$		
Estimadores	β	p
β_1	130,3604	0,0000
β_2	-12,1023	0,0000
β_3	5,8053	0,0000
β_4	0,4979	0,0000

Os dados inseridos na tabela 4.19 corroboram para a significância ($\alpha=5\%$) dos estimadores considerados, inferida com o auxílio dos resultados da tabela 4.18. O conjunto geral das variáveis independentes aponta para uma explicação, relativamente menor que o nível de significância de 5%, da variável dependente para o modelo M_1 . À medida que os valores de F crescem a partir do valor central da curva, implica menores probabilidades, o que acarreta rejeição da hipótese H_0 considerada. Então a partir da tabela 4.19, apesar de todas as probabilidades serem nulas para o nível de significância $\alpha=5\%$ adotado, os valores de F indicam que para o modelo M_1 o traço e os tempos de cura foram as duas variáveis preponderantes, seguidos do superplastificante e água/aglomerante.

Tabela 4.19 - Análise de variância para o modelo M_1

	GL	SQ	QM	F	P
Traço	1	-	-	727,0481	0,000000
Fator "A/Agl"	1	-	-	61,2480	0,000000
superplastificante	1	-	-	89,1121	0,000000
Tempos de cura	1	-	-	204,7824	0,000000
Erro	85	-	-	-	-
Total	89	6.128,641	1.532,16	-	-

b) Modelo M_2

Os resultados, obtidos com o auxílio do programa Statistica for Windows, para os estimadores dos mínimos quadrados do Modelo M_2 estão inseridos na equação 4.11.

$$RC = 152,7062 TR - 13,0637 a/agl + 0,5399 TC \quad [Eq.4.11]$$

O valor do coeficiente de determinação obtido $R^2=0,77$, significa que 77% da variabilidade na resistência à compressão está sendo explicada quando as variáveis traço, a/agl e tempos de cura são usadas. Os dados obtidos, para o modelo M_2 , encontram-se na tabela 4.20, cujas variáveis têm os significados dados anteriormente.

Os dados inseridos na tabela 4.20 indicam a significância ($\alpha=5\%$) de todos os estimadores para o modelo M_2 .

Tabela 4.20 – Análise da significância da regressão para o modelo M₂

R=0,88; R ² =0,77; R ² ajustado=0,77 $\alpha=5\%$		
Estimadores	β	p
β_1	152,7062	0,0000
β_2	-13,0637	0,0000
β_3	0,5399	0,0000

Na tabela 4.21 estão inseridos os dados para análise de variância do Modelo M₂, onde são consideradas todas as variáveis independentes. Os resultados obtidos corroboram para a significância ($\alpha=5\%$) de todos os estimadores contidos no modelo, inferida com o auxílio dos resultados contidos na tabela 4.20. O conjunto geral das variáveis independentes tende para uma explicação, ao nível de significância de 5%, da variável dependente para o modelo M₂.

Tabela 4.21 - Análise de variância para o modelo M₂

	GL	SQ	QM	F	P
Traço	1	-	-	33,4519	0,000000
Fator "a/agl"	1	-	-	134,9162	0,000000
Tempos de cura	1	-	-	183,9220	0,000000
Erro	86	-	-	-	-
Total	89	6.317,917	1.772,639	-	-

A expressão foi obtida sem considerar o superplastificante. A amostra foi considerada com 89 corpos-de-prova.

Ao analisar, de forma comparada, os modelos M₁ e M₂, podem-se inferir, a partir do coeficiente de determinação, R², que não valeria a pena excluir o modelo M₁, pois se perderia 11% no poder de explicação do modelo completo.

As probabilidades bem abaixo do nível de significância de 5% implicam na rejeição de H₀, ou seja, da influência do superplastificante β_3 , valor fixo da variável regressora X₃. Observa-se que poder-se-ia diminuir ainda mais este nível de significância para, por exemplo 1%, que mesmo assim a hipótese H₀ seria rejeitada.

Na tabela 4.21, na coluna de probabilidades, p, observa-se que em ordem de importância no valor da resistência, RC, todas as variáveis se apresentam com o mesmo valor da probabilidade p, embora a coluna correspondente para os valores de F, indique que, por ordem de importância no valor da explicação do modelo, tem-se o tempo de cura e o fator água/aglomerante.

c) Modelo M_3

Os resultados, obtidos com o auxílio do programa Statistica for Windows, para os estimadores dos mínimos quadrados do Modelo M_3 estão inseridos na equação 4.12. Neste modelo foi inserida uma nova variável, a sílica ativa, SA.

$$RC = 164,74 TR + 0,94 SA + 0,51 TC \quad [\text{Eq.4.12}]$$

Para este modelo 80% da variabilidade na resistência à compressão está sendo explicada quando as variáveis traço, sílica ativa e tempos de cura são usados. Os dados obtidos, para o modelo M_3 , encontram-se na tabela 4.22, cujas variáveis têm os significados dados anteriormente.

Os resultados inseridos na tabela 4.22 apontam para uma significância ($\alpha=5\%$) de todos os estimadores presentes no modelo M_3 .

Tabela 4.22 – Análise da significância da regressão para o modelo M_2

$R=0,90; R^2=0,80; R^2 \text{ ajustado}=0,80$ $\alpha=5\%$		
Estimadores	$\hat{\beta}$	p
β_1	113,1276	0,0000
β_2	0,7152	0,0000
β_3	0,4347	0,0000

Os resultados constantes na tabela 4.23 indicam que o conjunto geral das variáveis independentes pode ser utilizado, ao nível de significância menor que 5%, para estimativa da variável dependente.

Tabela 4.23 - Análise de variância – Para o modelo M_3

	GL	SQ	QM	F	P
Traço	1	-	-	311,7237	0,000000
Sílica ativa	1	-	-	111,4400	0,000000
Tempo de cura	1	-	-	171,2639	0,000000
Erro	86	-	-		
Total	89	5.535,999	1.845,200		

Nesta expressão foram retiradas as influências do superplastificante e do fator a/agl e considerada a influência da sílica ativa. Vale ressaltar, que a presença isolada da sílica ativa

pode ser considerada no modelo, pois foi retirado o fator a/agl , no qual ela se encontra adicionada. A partir dos resultados apresentados na coluna F, as variáveis com o maior poder explicativo foram o traço, o tempo de cura e a sílica ativa.

d) *Modelo M_4*

$$RC = 129,4452 TR + 0,4600 TC \quad [Eq.4.13]$$

Para este modelo, 68% da variabilidade na resistência à compressão está sendo explicada quando as variáveis traço, e tempo de cura são usadas. Os resultados da análise de regressão obtidos, para o modelo M_4 , encontram-se na tabela 4.24.

Ao nível de significância de 5%, pode-se inferir que os estimadores β_1 e β_2 são significativos, o que implica na influência das variáveis, tempo de cura e traço sobre a resistência à compressão.

Tabela 4.24 – Análise da significância da regressão para o modelo M_2

$R=0,82$; $R^2=0,68$; $R^2_{ajustado}=0,67$ $\alpha=5\%$		
Estimadores	$\hat{\beta}$	p
β_1	129,4452	0,0000
β_2	0,4600	0,0000

Os resultados inseridos na tabela 4.25 corroboram para a significância ($\alpha=5\%$) dos dois estimadores contidos no modelo, inferida com o auxílio dos dados da tabela 4.24. O conjunto geral das variáveis independentes tende para uma explicação da variável dependente para o modelo M_4 , a partir das variáveis traço e tempos de cura.

Tabela 4.25 - Análise de variância – Para o modelo M_4

	GL	SQ	QM	F	P
Traço	1	-	-	111,5364	0,000000
Tempos de cura	1	-	-	68,6958	0,000000
Erro	87	-	-	-	-
Total	89	4.665,824	2.332,912	-	-

Neste modelo (M_4) foram retiradas as influências do fator ag/agl , do superplastificante e da sílica ativa. O coeficiente de determinação de 0,68, indica que 68% da

variabilidade da resistência nos resultados da variável dependente são explicadas com o modelo que contém as variáveis, traço e tempo de cura. Entretanto, a explicação da variabilidade de 68% é bem menor quando comparada com modelo M_1 ($R^2=89\%$).

e) Modelo não linear

Foram analisados os resultados de um modelo não linear, equação (4.14) como tentativa de melhorar o ajuste da variável dependente, resistência à compressão, em função das variáveis independentes, traço e tempo de cura. A variabilidade da resistência à compressão explicada pelo modelo não linear foi de 72%. O acréscimo de explicação, comparado com o modelo linear, M_4 , foi de apenas, 4%, o que não justifica a adoção do modelo em questão.

$$RC = -51,4 - 102,3 \cdot (a/agl) + 1,2 \cdot (TC) + 63,9 \cdot (a/agl)^2 - 0,01 \cdot (TC)^2 - 0,6 \cdot (TC) \cdot (a/agl) \quad \text{Eq. [4.14]}$$

Na tabela 4.26 estão inseridos os resultados da análise de variância para o modelo não linear adotado. Observa-se que os três últimos fatores do modelo não foram significativos (NS; $\alpha=5\%$).

Tabela 4.26 – Análise de variância para o modelo não linear

	GL	SQ	QM	F	P
Intercepto	1	145,44	145,44	6,18	0,0149
Traço	1	214,193	214,193	9,11	0,0034
Traço ²	1	149,34	149,34	6,35	0,0137
Tempo de cura	1	58,32	58,32	2,48	0,1192
Tempo de cura ²	1	54,14	54,14	2,30	0,1331
Tempo de cura x Traço	1	33,04	33,04	1,40	0,2394
Erro	83	1952,42	23,52		
Total	88	6901,95			

No gráfico em três dimensões, figura 4.23, é ilustrada a superfície de resposta do comportamento da resistência à compressão, quando variam o traço, TR, e os tempos de cura, TC, para o modelo não linear.

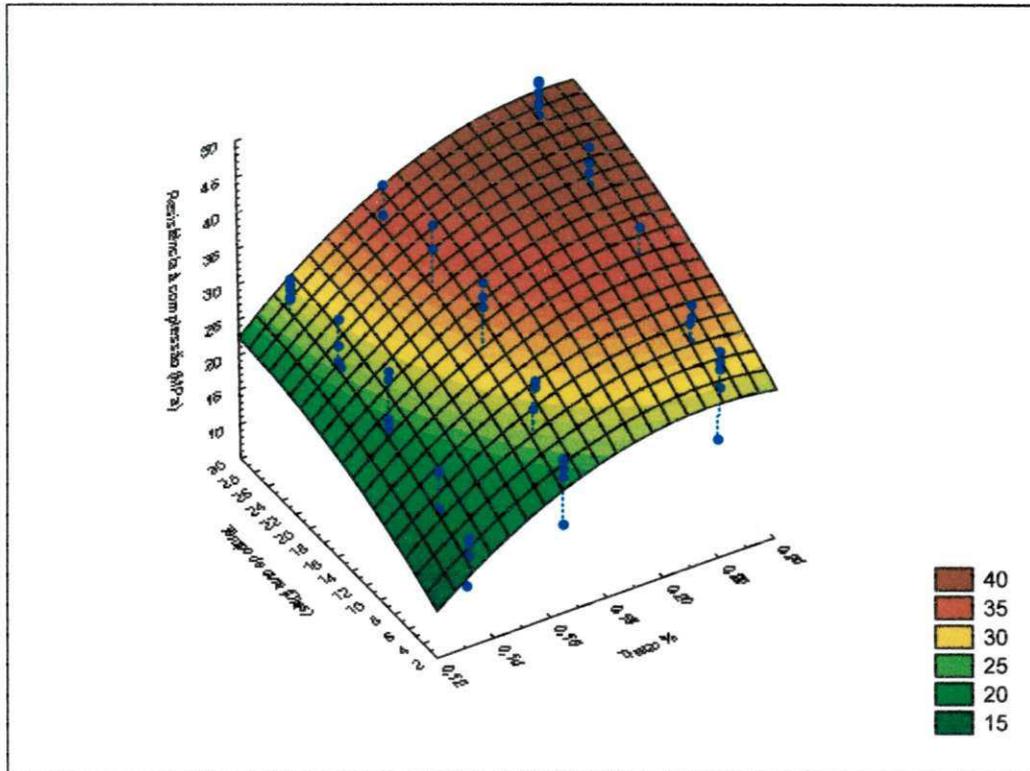


Figura 4.23 - Resistência à compressão em função do traço e dos tempos de cura

CAPITULO 5

5 - CONCLUSÕES

Os resultados obtidos permitiram concluir:

1- com relação às resistências:

- houve um significativo ganho de resistência à compressão simples, da ordem de 75% por influência do teor ótimo de granulometrias nos diâmetros máximos de 9,5mm e 19mm das concreções lateríticas, em relação a resultados obtidos em pesquisas anteriores;
- houve aumento na resistência à compressão simples do concreto laterítico, da ordem de 150% em relação a resultados anteriores, usando-se 0,65% de superplastificante e uma relação $a/agl=0,35$;
- com adições de 1% de superplastificante, 10% de sílica ativa no traço 1:3,5, com consumo de cimento de 494kg/m^3 de concreto, obteve-se resistência à compressão simples de 46,2 MPa; sem adições encontrou-se $f_{c28}=38\text{MPa}$, com consumo de cimento de $487,8\text{ kg/m}^3$ de concreto;
- as resistências à tração foram da ordem de 1/10 da resistência à compressão;

2 - com relação ao uso de aditivos:

- os dados revelaram um maior incremento de resistência quando do uso aditivos. Para o traço 1:6,5 encontrou-se a relação $9,47\text{kg/m}^3/\text{MPa}$ de resistência à compressão;

3 - quanto ao processo de cura térmica:

- Obteve-se para o traço 1:5, a resistência $f_{c28}=46,7\text{MPa}$ com consumo de cimento da ordem de $365,7\text{ kg/m}^3$ de concreto, equivalente a $7,8\text{kg/m}^3/\text{MPa}$ de resistência que pode ser considerado bom;

4 - Quanto aos critérios de durabilidade

- foram atendidas as prescrições normativas, quanto aos critérios de durabilidade, estabelecidos pela NBR 6118:2003 na quase totalidade dos traços dos concretos investigados;

5 - quanto às grandezas mecânicas módulo de elasticidade E e coeficiente de Poisson μ :

- os valores dos módulos de elasticidade dos concretos lateríticos investigados apresentaram diferenças significativas quando analisados através de ultrasonografia e por ciclos de carregamento. Através de ultrasonografia encontraram-se valores para os módulos estáticos e dinâmico da ordem de 15,7 GPa e 27GPa, **respectivamente** e através dos ciclos de carregamento 32 GPa;

- em todos os ensaios através dos ciclos de carregamento os concretos estudados apresentaram comportamento elástico dentro dos cinco primeiros ciclos de cargas e descargas, correspondentes a 30% das tensões de ruptura do material. Vale salientar que a NBR 6118:2003, item 8.2.8, manda considerar para o módulo tangente inicial cordal a 30% de f_c ;

6 - quanto às deformações máximas em compressão:

- nos ensaios realizados com os corpos-de-prova para determinação do módulo de elasticidade, as deformações máximas em compressão foram da ordem de 0,18% inferiores, portanto ao limite 0,20%, item 17.2.2 da Norma Brasileira NBR 6118:2003;

- o valor médio obtido para o coeficiente de Poisson dos concretos lateríticos estudados foi de 0,24. A Norma Brasileira NBR 6118:2003, item 8.2.9 sugere que para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} o coeficiente de Poisson pode ser tomado como igual a 0,20;

7 - quanto ao desempenho:

- os resultados revelaram que, segundo critérios estabelecidos na Norma NBR 6118:2003, podem-se produzir concretos com concreções lateríticas como agregado graúdo com resistências da ordem de 40 MPa aos 28 dias de idade, e de bom desempenho frente aos graus de agressividades ambientais;

8 - quanto à análise estatística

- os modelos de regressão linear múltipla M1, M2 e M3 explicaram melhor a variabilidade da resistência à compressão para o nível de significância de 5% adotado.

As conclusões aqui apresentadas são relativas a esta pesquisa, e não devem ser

extrapoladas devido às características diferentes das concreções lateríticas de uma jazida para outra.

5.1 - SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

As investigações experimentais realizadas neste e em outros trabalhos de pesquisas com concretos, com agregados graúdos de concreções lateríticas sugerem alguns outros estudos que virão contribuir para uso deste material alternativo no setor construtivo.

- 1 - Estudo comparativo do comportamento de protótipos de concreto laterítico de alto desempenho submetidos à flexão;
- 2 - Evolução da resistência com o tempo para o concreto laterítico;
- 3 - Influência da carbonatação no concreto laterítico;
- 4 - Análise da zona de interface do concreto laterítico de alto desempenho através de MEV;
- 5 - Estudo do módulo de elasticidade do concreto laterítico através de ultra-sonografia;
- 6 - Estudo de protótipos de concreto laterítico submetido a esforços de compressão;
- 7 - Ligações em peças de concreto laterítico;
- 8 - Estudo das reações álcali-agregado para o concreto laterítico;
- 10 - Estudo dos efeitos de fadiga para elementos de concreto laterítico;
- 11 - Influência do tipo de cimento na resistência do concreto laterítico;
- 12 - Influência da sílica da casca do arroz no desempenho do concreto laterítico;
- 13 - Efeitos da temperatura no concreto laterítico;
- 14- Estudo do agregado fino laterítico em argamassas;
- 15- Estudo comparativo da torção em peças de concreto armado laterítico;
- 16- Resistência à abrasão do concreto laterítico;
- 17- Estudo da influência da composição química das concreções lateríticas de diversas jazidas na resistência do concreto laterítico;
- 18 - Argamassa armada feita com agregado fino laterítico;
- 19 - Estudo de silos executados com concreto armado laterítico;

20 - Estudo comparativo de lajes de concreto armado executadas com agregados de rochas graníticas, lateríticas e calcárias para efeito de blindagem.

6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR 7214, Areia normal para ensaio de cimento. fev/1982.

ABNT, NBR 8522, Concreto-Determinação do módulo de deformação estática e diagrama-tensão-deformação. mai/1984.

ABNT, NBR 9937, Agregados-Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo. ago/1987.

ABNT, NBR 6467, Determinação do inchamento de agregado miúdo. ago/1987.

ABNT, NBR 9938, Resistência ao esmagamento. 1987.

ABNT, NBR 7218, Agregados-Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. ago/1987.

ABNT, NBR 7219, Agregados-Determinação do teor de materiais pulverulentos. ago/1987.

ABNT, NBR 11581, Cimento Portland-Determinação dos tempos de pega. jul/1991.

ABNT, NBR MB-3432, Cimento Portland-Determinação da finura por meio da peneira 75 μ m (n $^{\circ}$ 200) .jul/1991.

ABNT, NBR 7215, Cimento Portland-Determinação da resistência à compressão. dez/1996.

ABNT, NBR 12653, Materiais Pozolânicos: especificação. Rio de Janeiro, 1992.

ABNT, NBR NM 67, Concreto-Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. fev/1998.

ABNT, NBR NM 23, Cimento Portland e outros materiais em pó-Determinação da massa específica. mai/2001.

ABNT, NBR NM 51, Agregado graúdo-Ensaio de abrasão "Los Angeles. mai./2001.

ABNT, NBR 6118; Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT, NBR 7222, Determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 1994.

AFNORP-18-30, Association Française de Normalisation. Code. Paris.

\ ADEPEGBA, D. Effect of vergying sand content in lacterized concret - The Int. Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, v. 4, n.4. 1982.

AITCIN, P.C., LAPLANTE, P., BEDARD, C. Development and experimental use of a 90

MPa (23.000 psi) – Field Concrete. ACI, SP-87. high-strength concrete.

AITCIN, P-C and NEVILLE, A. Concreto de elevado desempenho-informativo ABESC-Ano 1, nº4, jun./jul.de 1995.

AITCIN, P-C. A arte e a ciência do concreto de alto desempenho. materials science of concrete V-America Ceramic Society. Leslie Strubble, 1997.

AITCIN, P-C. Concreto de elevado desempenho. Pini e Associação Brasileira de Cimento Portland-ABCP- 1. ed. dez. 2000.

AITCIN, P-C. O futuro do concreto no século 21, 1998.

ALMEIDA, R. Fumo de sílica e concreto. Uma união resistente. IBRACON, São Paulo, ano IV, nº 11, p.8-13, dez.1994.

AMARAL FILHO, E.M. Concreto de alta resistência. 1a parte. IBRACON, São Paulo, ano II, nº 4, p.40-49-abr. /jun.1992.

AMARAL FILHO, E. M. Concreto de alta resistência. 2ª parte-Revista IBRACON, São Paulo ano II, nº 5, p.52-59, jul. /set. 1992.

AMARAL FILHO, E. M. Concreto de alto desempenho. Revista IBRACON, São Paulo, ano VI, nº 21, p.42-45, abr. /jul.1998.

AMARAL, C.K. Microsílica em concretos e argamassa de alta resistência. 30ª Reunião Anual. IBRACON. 1988.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE-ACI-363R-92, State-of the –Art report on high-strength concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part I: Materials and General Properties of Concrete, 55 pp-Detroit- Michigan, 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING Materials. ASTM C618: Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Concrete, West Conshohocken, 1978.

ANDRADE, T. Tópicos sobre durabilidade do concreto. Concreto, Ensino, Pesquisa e Realizações. v2. c. 25. p.753-792. IBRACON, São Paulo, 2005.

ANUARIO EXAME 2004-2005 INFRA-ESTRUTURA. São Paulo. Abril. p. 278-279, nov. 2004.

ASSIS, V. J. D. Avaliação da qualidade de concretos convencionais e alternativos por meio de ensaios destrutivos e não-destrutivos, 1992. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal

da Paraíba, 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.; CHAGAS FILHO, M. B. (1990). Análise de segurança e flexão de vigas de concreto laterítico armado. 10º Encontro Nacional de Construção, abril, 1990. Gramado, RS.

BARBOSA, N. P.; CHAGAS FILHO, M. B. Recherche sur beton avec granulat lateritique. (Research on concrete with lateritique agregate), The 3rd International RILEM Conference on Concrete in Hot Climates - Concrete Society - Published by E.S.F.N. Spon, 2-6 Boundary Row - London, p. 43-52. 1992.

BENTZ, D. P.; GARBOCZI, E. J. Modeling the leaching of calcium hydroxide from cement paste: effects on pore space percolation and diffusivity. *Materials and structures*, v.25, p.523-533. 1992.

BJORNBERG, A. S. et al., - Curso de geologia para engenheiros - Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo, 1979.

BRAZ DE MELO, A. influência da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica no desenvolvimento da microestrutura dos concretos de cimento Portland. Tese. Escola de Engenharia de São Carlos. Instituto de Física de São Carlos-Instituto de Química de São Carlos, Universidade de São Paulo, USP, São Carlos, 1998.

BRITISH STANDART 812: Part 1: 1975.

BUCHER, H.R.E. Introdução ao concreto aparente. In: VI Simpósio de Aperfeiçoamento em Tecnologia do Concreto. p.1-14 São Paulo, ABCP, 1989.

BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE (ACI- 318M-83).

CAMARINI, G. Desempenho de misturas cimentos Portland e escória de alto-forno submetidas à cura térmica. Tese. Universidade de São Paulo, USP. São Paulo, 1995.

~ 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, 1996. 164f. Dissertação. Universidade Federal da Paraíba, UFPB, Campina Grande, PB, 1996.

CASCUDO, O. Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto com problemas de corrosão de armadura. *Concreto, Ensino, Pesquisa e Realizações*. v.2, c. 35, p. 1071 – 1125 –

IBRACON, São Paulo, 2005.

CEB, Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP. Model Code 1990. Contribution à la 28^a session plénière du CEB. Vienne. set. 1991.

CEB, Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'information, n° 124/125. 1978.

CEB, Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'information, n° 139-F 1978.

CEB, Comité Euro-International du Béton, Bulletin de d'information, n° 143. 1981.

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 - v. I, p. 219-229, Deptº de Pós-Graduação em Engenharia Civil-UFRGS, Porto Alegre-RS, 29 de junho a 3 de julho, 1987.

CHAGAS FILHO, M. B. Concreções lateríticas: Propriedades básicas e sua utilização em vigas isostáticas submetidas à flexão simples, 1986. 108f. Dissertação. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal da Paraíba-UFPB, Campina Grande-PB, 1986.

~CHAGAS FILHO, M. B. Estudo da deformação, segurança e rigidez de vigas de concreto armado laterítico, 1992. 94f. Tese (Concurso Público para Professor Titular), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba. UFPB, Campina Grande-PB, 1992.

CHARNET, R; DE LUNA, A.F.; CHARNET, E.M. R; BONVINO, H. Análise de modelos de regressão linear. Ed.Unicamp. Campinas, SP, 1999.

~COSTA, C. R.; LUCENA, F. B.: Utilização de um solo laterítico concrecionado na fabricação de um concreto de cimento Portland, 22^a Reunião Anual de Pavimentação, Maceió, AL, 1987.

CURTY, M.G.; CRUZ, A. C; MENDES, M.T.R. Apresentação de trabalhos acadêmicos, dissertações e teses (NBR 14274/2002). 109p. Dental Press, Maringá, 2002.

DAL MOLIN, D.C.C.; Adições minerais para concreto estrutural. Concreto, Ensino, Pesquisa e Realizações. v.1, c.12, p. 345-377. IBRACON, São Paulo, 2005.

FERREIRA, P.V. Estatística experimental aplicada à agronomia. Ed.Edufil. Maceió, 1991.

FIGUEIREDO, E.P. Efeito da carbonatação e de cloretos no concreto. Concreto, Ensino, Pesquisa e Realizações. c.27. v2. p.829-855. IBRACON, São Paulo, 2005.

FUSCO, P.B. (2002). Técnica de armar as estruturas de concreto, São Paulo: PINI, 2002.

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.
- HEILAND. S. ; LARSEN. Experience from the use of high strength concrete on 3 sites of Norway.
- HELENE, P.R.L. Corrosão de armaduras. São Paulo, PINI, 1986.
- HELENE. P. R. L. Vida útil das estruturas de concreto. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004.
- HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. Manual de dosagem e controle do concreto. 1.ed. São Paulo, PINI, 2001.
- HELLAND. S. The use of High Strength Concrete.
- HJORTH, L. A microssílica no concreto. I Seminário Tecnologia da Ilkem Microssílica. 1984.
- HOLLAND, T.C.; LUTHER, M.D. Improving concrete durability with silica fume, in Concrete and Concrete Construction.
- JERONIMO, 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.
- LIBORIO, J. B. L; M. F. de SOUZA; A. B. de MELO. A sílica ativa na produção de concretos resistentes. USP, São Paulo, 1998.
- LIBORIO, J.B.L. Concreto de alto desempenho.Uma tecnologia simples para produção de estruturas duráveis. Escola de Engenharia de São Carlos - Departamento de Engenharia de Estruturas-Universidade de São Paulo, USP, São Carlos, SP, 2004.
- LIBORIO, J. B. L.; CASTRO, A. L.; SILVA, F. G. Potencialidades de uso de concretos especiais em obras marítimas.Workshop em engenharia oceânica. 14-15 de maio. Gramado-RS, 2004.
- LIBORIO, J. B. L.; Futida, J. E. C. Utilização do agregado graúdo laterítico em concretos de elevado desempenho. PIBIC/USP/CNPq. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, USP, São Carlos, SP, 2005.
- MADU, R. M. The performance of lateritic stones as concrete aggregates and road chippings, v. 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 1990. Dissertação. Universidade Federal da

Paraíba. UFPB, Campina Grande, PB, 1990.

MARTINS, J.F.M. Aditivos para concreto. v.1, c.13, p.381-406. IBRACON, São Paulo, 2005.

MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. Concreto.Estrutura, propriedades e materiais. 1.ed. Pini, Jul. 1999.

MEYER, A. Experiences in the use of superplasticizers in Germany. In: superplasticizers in Concrete. ACI, SP-62.

MELFI, A. J. Lateritas e Processos de lateritização.Publicação 093/94. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo - USP, São Carlos, São Paulo, 1997.

MOIZINHO, J. C. Influência da energia térmica em propriedades mecânicas e físicas de agregados lateríticos utilizados em concreto betuminoso. Dissertação. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal da Paraíba. UFPB, Campina Grande, PB, 1994.

NEVILLE, A.M. Propriedades do concreto. 4. ed. São Paulo, PINI, 1997.

NIELSEN, K.H. Ductility of Sections designed in high strength concrete.

NILSON, A.H. Concreto de alta resistência-desempenho como material e comportamento estrutural. 30ª Reunião Anual do IBRACON, 1988.

PERAZZO BARBOSA, N.; CHAGAS FILHO, M. B. (1982). O Concreto laterítico e seu emprego em vigas estruturais, v.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. Concreto laterítico armado. Revista Estrutura, nº 115, Rio de Janeiro, junho de 1996, p. 80-87.

PETRUCCI, E.G.R. Concreto de cimento Portland. 11. ed. Rio de Janeiro. Globo S/A. 1978.

PINI, Revista Construção Mercado, nº13, ano55, ago. 2002, p.175. São Paulo, 2002.

POMPEU NETO, B. B. Um Estudo sobre as propriedades de resistência mecânica do concreto laterítico. 1976. Dissertação (Mestrado) Departamento de Engenharia Civil.Universidade Federal da Paraíba.UFPB, Campina Grande, PB, 1976.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Soil properties affecting the lime stabilization of red tropical soils from north east Brazil. Thesis for degree of Doctor of Philosophy. Department Civil Engineering. University of Leeds, England. March, 1979.

QUEIROZ DE CARVALHO, J.B; SIMONS, J. V. Mineralogy and microstructure.Prepared by

Technical Committee 25 on the Properties of Tropical and Residual Soil of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. Balkema/Rotterdam/Brookfield, 1997.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Amorphous constituents in red tropical soils: state of the art and significance to geotechnical properties. Current practices in geotechnical engineering.v.1. International Book Traders – Delhi - India, 1985.

Queiroz de Carvalho,J.B. et al. Estudo de solos lateríticos: definição e classificação. 21ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador-Ba. set. 1986.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Lateritic aggregate used to fabricate concrete - Bouletin of Internacional Associate of Engeneering Geology, nº 30, Paris, 1984.

SCRIVENER, K. L. Effect of heat treatment on inner product C-S-H. Cement and Concrete Research, v. 22. nº 6, pp.1224-1226, nov. 1992.

SELLEVOLD et alii. Silica Fume – Cement faster hydration and pore structure – Report BML 82610. In: The Norwegian Institute of Technology, 1982.

SELLEVOLD, E., NIELSEN, T. Condensed silica fume in concrete – A world review. 1987.

Silva, F.G.; Liborio, J.B.L. Estudo da penetração de íons cloreto em concretos de alto desempenho. IBRACON, 2004.

SILVA, P.F.A. Durabilidade das Estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana. Ed. Pini. 1995.

SILVA, V. M; Liborio, J.B.L. A carbonatação em concretos e argamassas com e sem adição de sílica ativa. IBRACON, 2002.

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. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1979.

TAYLOR, H.F.W. Cement chemistry. Academic Press Ltd, London, 1992.

TOKUDA, H., SCHAYA, M., KAWAKAMI, M.,KAKAYA, M. Applicatin on superplasticizers to reduce drying shrinkage and thermal cracking of concrete. In: developments in the use of superplasticizers. ACI, SP-68.

TORALLES-CARBONARI; FITTE, A.L. ;GETTA, R. Procedimento experimental para otimização de concretos de alto desempenho. XXVIII Jornadas Sul-Americanas de

Engenharia Estrutural. -EESC-USP, São Carlos, SP. v. 5, p.2199-2209, 1-5/9/1997.

Tabelas de composições de preços para orçamento 2003. Ed. PINI. São Paulo, 2003.

UZUMERI, S. M., BASSET, R. Behaviour of high strength concrete members. University of Toronto, Canadá.

VANDERLEY, R. D; GIONGO, S.J. Análise de características mecânicas do concreto de alta resistência. IV Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, 2001.

VIVEKANANDAM, K.; PATNAIKUNI, I. Transition zone in high performance concrete during hidration.Pergamon.U. S. A.v27,n 8. p.817-823. 1997.

ZAIN, M. F. M.; SAFIUDDIN, Md.; MAHMUD, H. Development of high performance concrete using silica fume at relatively high water-binder ratios. Cement and Concrete Research. 30 (2000) 1501-1505. Pergamon.

7 - ANEXOS

Constam dos anexos, resistências dos corpos-de-prova ensaiados para os diversos traços, documentação fotográfica dos materiais e dos equipamentos, bem como as micrografias eletrônicas.

7.1 - ANEXO A

Resistências dos corpos-de-prova ensaiados para os diversos traços.

Traço (Proporção)	Água/Aglomerante	Superplastificante	Sílica	Tempo de cura	Resistência à compressão (MPa)
0,167	0,75	0,00	0,00	3	16,30
0,167	0,75	0,00	0,00	7	17,70
0,167	0,75	0,00	0,00	7	19,50
0,167	0,75	0,00	0,00	14	22,40
0,167	0,75	0,00	0,00	21	24,40
0,167	0,75	0,00	0,00	28	25,90
0,222	0,42	0,00	0,00	3	20,70
0,222	0,42	0,00	0,00	7	26,10
0,222	0,42	0,00	0,00	7	26,10
0,222	0,42	0,00	0,00	14	31,10
0,222	0,42	0,00	0,00	21	35,10
0,222	0,42	0,00	0,00	21	33,40
0,222	0,42	0,00	0,00	28	37,40
0,222	0,42	0,00	0,00	28	38,50
0,133	0,71	0,00	0,00	3	10,80
0,133	0,71	0,00	0,00	7	13,10
0,133	0,71	0,00	0,00	7	12,50
0,133	0,71	0,00	0,00	14	14,20
0,133	0,71	0,00	0,00	14	14,70
0,133	0,71	0,00	0,00	21	16,50
0,133	0,71	0,00	0,00	28	18,70
0,133	0,71	0,00	0,00	28	17,60
0,222	0,37	0,65	0,00	3	20,30
0,222	0,37	0,65	0,00	7	29,90
0,222	0,37	0,65	0,00	7	30,60
0,222	0,37	0,65	0,00	14	35,00
0,222	0,37	0,65	0,00	14	35,70
0,222	0,37	0,65	0,00	21	38,90
0,222	0,37	0,65	0,00	21	44,40
0,222	0,37	0,65	0,00	28	46,70
0,222	0,37	0,65	0,00	28	43,60
0,167	0,32	1,00	5,00	3	25,40
0,167	0,32	1,00	5,00	3	25,70
0,167	0,32	1,00	5,00	7	28,70
0,167	0,32	1,00	5,00	14	29,30
0,167	0,32	1,00	5,00	14	37,40
0,167	0,32	1,00	5,00	21	30,10
0,167	0,32	1,00	5,00	28	36,90
0,222	0,30	1,00	5,00	3	28,10
0,222	0,30	1,00	5,00	3	33,10
0,222	0,30	1,00	5,00	3	30,60
0,222	0,30	1,00	5,00	7	33,10
0,222	0,30	1,00	5,00	7	30,60
0,222	0,30	1,00	5,00	14	35,00
0,222	0,30	1,00	5,00	14	35,70
0,222	0,30	1,00	5,00	21	42,00
0,222	0,30	1,00	5,00	21	36,90
0,222	0,30	1,00	5,00	28	43,90
0,222	0,30	1,00	5,00	28	43,90
0,222	0,30	1,00	5,00	28	42,00
0,133	0,55	1,00	5,00	3	18,20
0,133	0,55	1,00	5,00	3	16,60
0,133	0,55	1,00	5,00	7	18,90
0,133	0,55	1,00	5,00	7	19,30

Traço (Proporção)	Água/Aglomerante	Superplastificante	Sílica	Tempo de cura	Resistência à compressão (MPa)
0,133	0,55	1,00	5,00	14	24,90
0,133	0,55	1,00	5,00	14	24,30
0,133	0,55	1,00	5,00	21	25,40
0,133	0,55	1,00	5,00	21	26,20
0,133	0,55	1,00	5,00	28	28,20
0,133	0,55	1,00	5,00	28	29,40
0,133	0,55	1,00	5,00	28	28,00
0,167	0,37	1,00	10,00	3	24,20
0,167	0,37	1,00	10,00	3	23,20
0,167	0,37	1,00	10,00	7	32,60
0,167	0,37	1,00	10,00	7	31,70
0,167	0,37	1,00	10,00	14	39,40
0,167	0,37	1,00	10,00	14	36,20
0,167	0,37	1,00	10,00	21	40,70
0,167	0,37	1,00	10,00	21	37,30
0,167	0,37	1,00	10,00	28	39,60
0,167	0,37	1,00	10,00	28	39,70
0,222	0,30	1,00	10,00	3	31,70
0,222	0,30	1,00	10,00	3	31,80
0,222	0,30	1,00	10,00	7	35,60
0,222	0,30	1,00	10,00	7	33,90
0,222	0,30	1,00	10,00	14	39,90
0,222	0,30	1,00	10,00	21	40,50
0,222	0,30	1,00	10,00	28	45,30
0,222	0,30	1,00	10,00	28	47,00
0,133	0,45	1,40	10,00	3	14,50
0,133	0,45	1,40	10,00	3	19,00
0,133	0,45	1,40	10,00	7	24,70
0,133	0,45	1,40	10,00	7	24,30
0,133	0,45	1,40	10,00	14	23,40
0,133	0,45	1,40	10,00	14	31,70
0,133	0,45	1,40	10,00	14	30,60
0,133	0,45	1,40	10,00	21	28,50
0,133	0,45	1,40	10,00	21	32,20
0,133	0,45	1,40	10,00	28	31,00
0,133	0,45	1,40	10,00	28	30,00

7.2 - ANEXO B

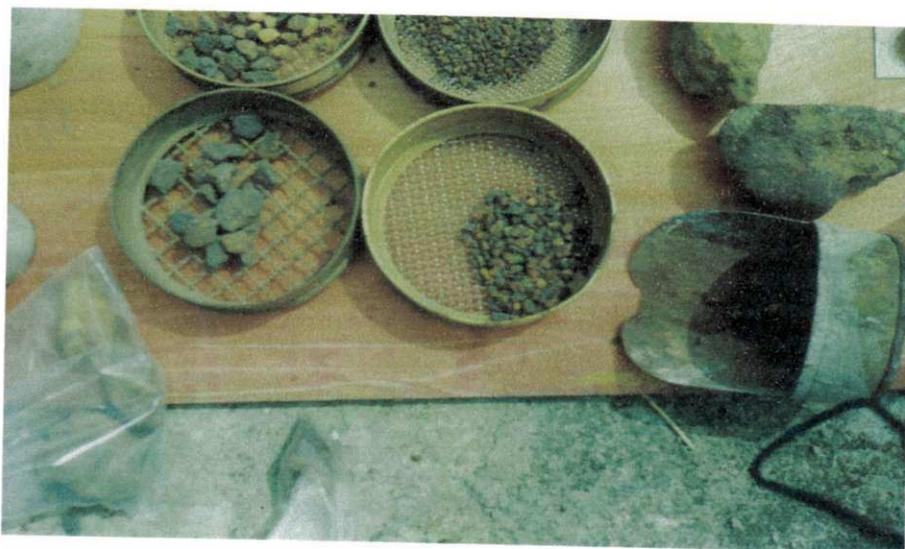


Figura 7.1 – Peneiras e amostras de concreções lateríticas, natural e britadas



Figura 7.2 – Corps-de-prova, moldes e peneiras utilizadas nos ensaios

|



Figura 7.3 – Materiais e equipamentos utilizados nos ensaios



Figura 7.4 – Corpos-de-prova de concreto laterítico



Figura 7.5 – PUNDIT utilizado na determinação do módulo de elasticidade

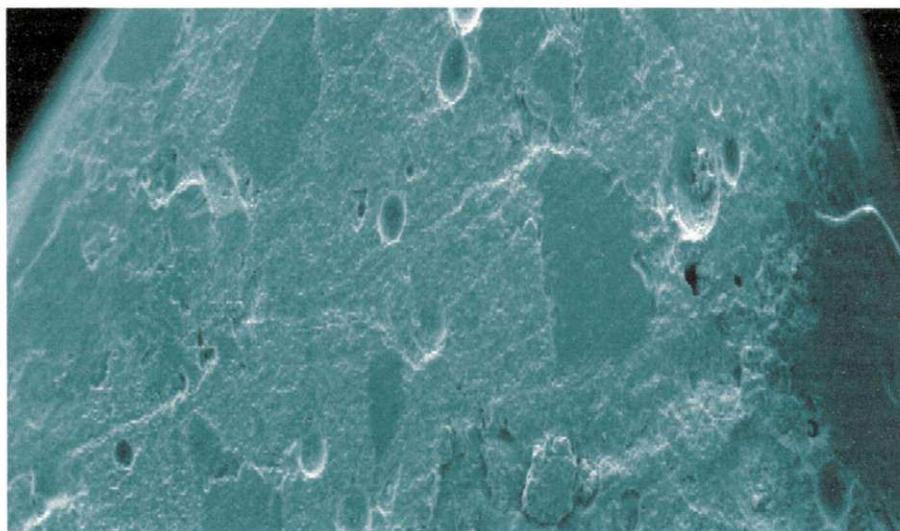


Figura 7.6 - Amostra de agregado laterítico após a concretagem. MEV com aumento de 22x

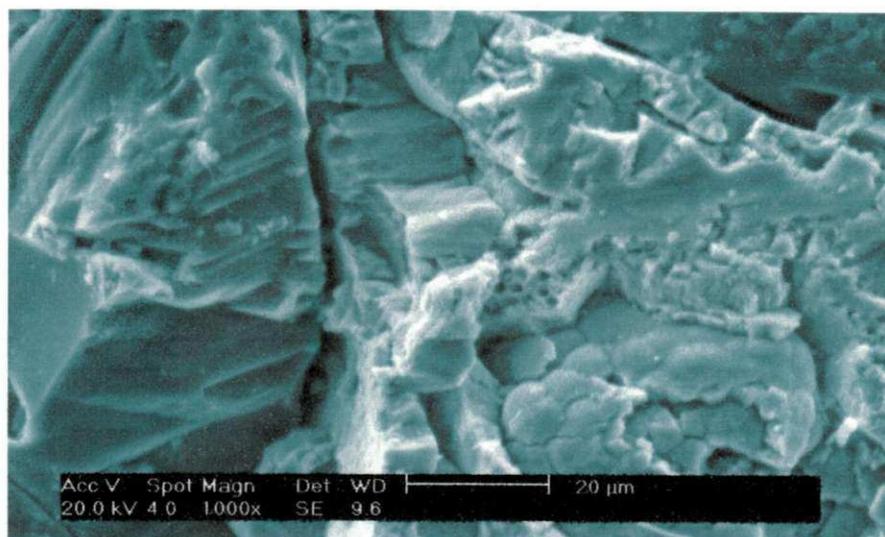


Figura 7.7 - Interface pasta-agregado de amostra de concreto laterítico. MEV com aumento de 1000x

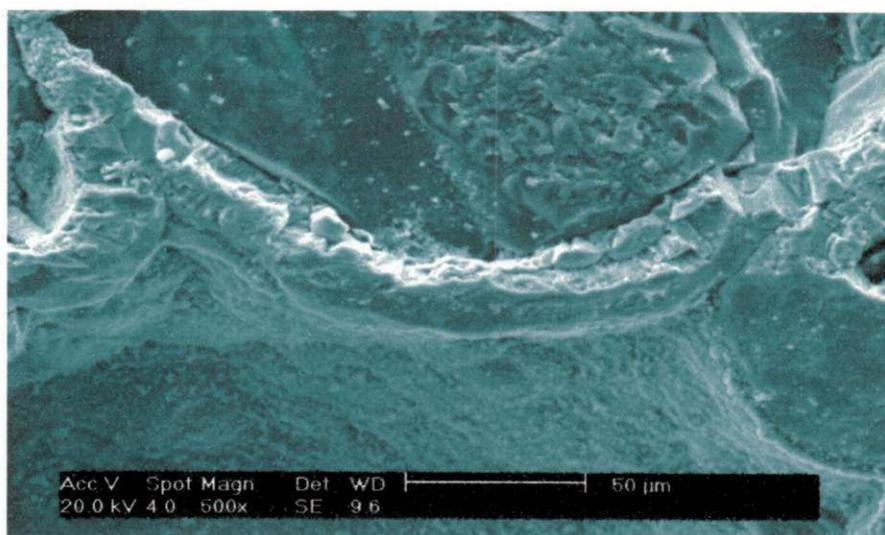


Figura 7.8 - Interface pasta-agregado de amostra de concreto laterítico. MEV com aumento de 500x.