



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II – CAMPINA GRANDE

ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES INSTANTÂNEAS E AO LONGO
DO TEMPO EM VIGAS E LAJES PRÉ-MOLDADAS DE
CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL E ALTERNATIVO

CONCEIÇÃO DE MARIA CARDOSO COSTA

CAMPINA GRANDE

1996

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES INSTANTÂNEAS E AO LONGO DO TEMPO
EM VIGAS E LAJES PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO ARMADO
CONVENCIONAL E ALTERNATIVO

CONCEIÇÃO DE MARIA CARDOSO COSTA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA

JULHO / 1996

**ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES INSTANTÂNEAS E AO LONGO DO TEMPO
EM VIGAS E LAJES PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO ARMADO
CONVENCIONAL E ALTERNATIVO**

CONCEIÇÃO DE MARIA CARDOSO COSTA

**ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES INSTANTÂNEAS E AO LONGO DO TEMPO
EM VIGAS E LAJES PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO ARMADO
CONVENCIONAL E ALTERNATIVO**

**Dissertação apresentada ao curso de Mestrado
em Engenharia Civil da Universidade Federal
da Paraíba, em cumprimento às exigências para
obtenção do grau de Mestre (M.Sc.)**

Área de Concentração: GEOTECNIA

**Orientadores : Prof. Titular Ph. D. JOÃO BATISTA QUEIROZ DE CARVALHO
Prof. Titular M.Sc. MILTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO**

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA

JULHO / 1996



C837e Costa, Conceicao de Maria Cardoso.
Estudo das deformacoes instantaneas e ao longo do tempo em vigas e lajes pre-moldadas de concreto armado convencional e alternativo / Conceicao de Maria Cardoso Costa. - Campina Grande, 1996.
164 f. il.

Dissertacao (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciencias e Tecnologia.

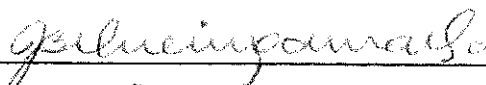
1. Concreto Armado. 2. Concreto Armado - Deformacao. 3. Dissertacao. I. Carvalho, Joao Batista Queiroz de, Prof. Ph. D . II. Chagas Filho, Milton Bezerra das. III. Universidade Federal de Campina Grande - Campina Grande (PB) IV. Título

CDU 624.012.45(043)

**ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES INSTANTÂNEAS E AO LONGO DO TEMPO
EM VIGAS E LAJES PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO ARMADO
CONVENCIONAL E ALTERNATIVO**

CONCEIÇÃO DE MARIA CARDOSO COSTA

DISSERTAÇÃO APROVADA POR:



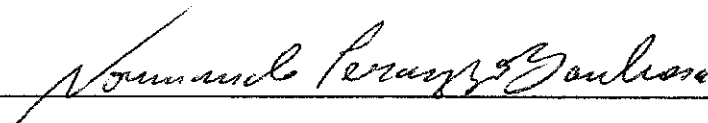
Prof. Titular Ph.D. **JOÃO BATISTA QUEIROZ DE CARVALHO**

Orientador



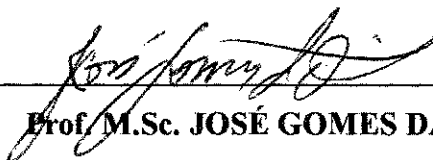
Prof. Titular M.Sc. **MILTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO**

Orientador



Prof. Dr. Ing. **NORMANDO PERAZZO BARBOSA**

Examinador



Prof. M.Sc. **JOSÉ GOMES DA SILVA**

Examinador

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA

JULHO / 1996

A Deus

Aos meus pais, pela dedicação de toda uma vida

Ao meu esposo Bruno, pela compreensão e incentivo nos momentos de dificuldades

Aos meus filhos, Daniel e Micael, que com sua alegria e pureza, deram novo sentido a minha vida

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus, pelo dom da vida e por ter a cada dia um motivo novo para viver.

*Aos meus pais **Silvio José de Albuquerque Cardoso e Magnólia Gaudêncio Cardoso**, por toda a formação educacional e principalmente, pelo amor e pela presença em todos os momentos de minha vida.*

*As minhas irmãs **Silvia e Magnólia**, pela ajuda ao longo de todos esses anos.*

*Ao meu esposo **Bruno** e aos meus filhos **Daniel e Micael**, pela paciência e pela compreensão por tantas horas de ausência.*

*Aos meus “**filhos do EJC**” que a cada dia me ensinam a ver a vida com o olhar da juventude, sempre cheio de esperança e alegria.*

*Ao professor **João Batista Queiroz de Carvalho**, pela atenção, disponibilidade e orientação desta dissertação.*

*Ao professor **Milton Bezerra das Chagas Filho**, pela orientação, dedicação, paciência e por todos os ensinamentos transmitidos ao longo desses anos de convivência.*

*Ao professor **Francisco Edmar Brasileiro**, pela atenção e por todas as palavras de incentivo.*

*Ao Engenheiro **William Guimarães Lima**, pela disponibilidade que sempre demonstrou e pela colaboração no desenvolvimento experimental desta pesquisa.*

Aos funcionários dos Laboratórios do Departamento de Engenharia Civil, que em menor ou maior grau, contribuíram para essa conquista.

*Ao amigo **Washington Franklin Pedreira da Silva**, sempre disposto a ajudar, ouvir e entender.*

À empresa PREMOL, que muito gentilmente emprestou os blocos de concreto que foram utilizados nessa pesquisa, facilitando enormemente os trabalhos experimentais.

Ao engenheiro José Thadeu Bulcão Borba, proprietário da fábrica de pré-moldados Laje Exata, que tornou possível a confecção das nervuras utilizados para confecção das lajes pré-moldadas.

À Universidade Federal da Paraíba e à Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior pelo apoio recebido.

Às companheiras de mestrado Cláudia, Jozilene e Rosa, pelo exemplo de companheirismo e demonstração de amizade.

Em fim, a todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para conclusão deste trabalho.

SUMÁRIO

	Páginas
ABREVIACÕES	xxiv
RESUMO	xxvi
ABSTRACT	xxvii
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	01
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	03
2.1 - Introdução	03
2.2 - Características dos Agregados Convencionais e Não-Convencionais	03
2.2.1 - Características dos Agregados Convencionais	03
2.2.1.1 - Rocha Granítica	04
2.2.2 - Características dos Agregados Não-Convencionais.....	04
2.2.2.1 - Concreções Lateríticas	04
2.2.2.2 - Rochas Calcárias	05
2.3 - Utilização de Agregados Graúdos Não - Convencionais na Fabricação de Concreto de Cimento Portland	05
2.4 - Análise das Deformações em Vigas e Lajes Confeccionadas com Concreto Alternativo	08
2.5 - Conclusão	09

CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS	10
3.1 - Materiais	10
3.1.1 - Agregado Miúdo	10
3.1.2 - Agregado Graúdo	10
3.1.3 - Cimento	11
3.1.4 - Aço	11
3.1.5 - Água	12
3.2 - Métodos	12
3.2.1 - Fluxograma da Pesquisa	12
3.2.2 - Beneficiamento dos Agregados	12
3.2.3 - Caracterização dos Agregados	15
3.2.3.1 - Caracterização do Agregado Miúdo	15
3.2.3.2 - Caracterização do Agregado Graúdo	15
3.2.4 - Escolha da Curva Granulométrica dos Agregados Graúdos	16
3.2.5 - Escolha do Traço Utilizado na Pesquisa	17
3.2.6 - Preparo do Concreto	17
3.2.7 - Moldagem e Cura dos Corpos de Prova de Concreto	18
3.2.8 - Caracterização do Concreto Fresco	18
3.2.9 - Caracterização do Concreto Endurecido	18
3.3 - Modelos Estruturais	21
3.3.1 - Descrição dos Protótipos	21
3.3.2 - Carregamento dos Protótipos	24

	Páginas
3.3.3	- Instrumentação dos Protótipos 27
CAPÍTULO 4 - COMPORTAMENTO DE LAJES E VIGAS DE CONCRETO	
	ARMADO - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA 30
4.1	- Introdução 30
4.2	- Comportamento de Vigas de Concreto Armado Submetidas à Flexão 30
4.2.1	- Análise da Viga na Fase do Estádio I 31
4.2.2	- Análise da Viga na Fase do Estádio II 33
4.2.3	- Análise da Viga na Fase do Estádio III 34
4.3	- Comportamento de Lajes de Concreto Armado Apoiadas Numa Direção 36
4.4	- Critérios para Verificação da Segurança das Estruturas de Concreto Armado 38
4.4.1	- Estados Limites 38
4.4.1.1	- Estados Limites Últimos 39
4.4.1.2	- Estados Limites Utilização 39
4.4.2	- Ações a Considerar 40
4.4.2.1	- Ações Permanentes 41
4.4.2.2	- Ações Variáveis 41
4.4.2.3	- Ações Excepcionais 41
4.4.3	- Verificação da Segurança 42
4.5	- Dimensionamento das Estruturas de Concreto Armado 46
4.5.1	- Estado Limite Último 46

	Páginas
4.5.1.1	- Domínio 1 49
4.5.1.2	- Domínio 2 49
4.5.1.3	- Domínio 3 50
4.5.1.4	- Domínio 4 51
4.5.1.5	- Domínio 4a 51
4.5.1.6	- Domínio 5 51
4.5.2	- Estados Limites de Utilização 51
4.6	- Deformabilidade do Concreto 52
4.6.1	- Deformações Devido às Variações das Condições Ambientais 53
4.6.2	- Deformações Devido à Ação de Cargas Externas 55
4.6.2.1	- Deformação Imediata 55
4.6.2.2	- Deformação Lenta 57
4.6.3	- Avaliação das Deformações Segundo o Comité Euro-International du Béton - CEB e a Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT 59
4.6.3.1	- Cálculo das Deformações Específicas Instantâneas e ao Longo do Tempo em Peças de Concreto Armado Submetidas à Flexão Segundo o Boletim de Informação nº 143 (CEB, 1981) 59
4.6.3.2	- Cálculo das Deformações Específicas Instantâneas e ao Longo do Tempo em Peças de Concreto Armado Submetidas à Flexão Segundo a ABNT 64
4.6.3.3	- Cálculo das Flechas Instantâneas e ao Longo do Tempo em Peças de Concreto Armado Submetidas à Flexão Segundo o Boletim de Informação nº 143 (CEB, 1981) 66

4.6.3.4	- Cálculo das Flechas Instantâneas e ao Longo do Tempo em Peças de Concreto Armado Submetidas à Flexão Segundo a NBR 6118 (ABNT, 1982)	70
CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS		72
5.1	- Introdução	72
5.2	- Resultados e Análises Referentes à Caracterização dos Agregados	72
5.2.1	- Agregado Miúdo	72
5.2.1.1	- Análise Granulométrica	73
5.2.1.2	- Massa Específica Real	74
5.2.1.3	- Massa Unitária no Estado Solto	76
5.2.2	- Agregados Graúdos	76
5.2.2.1	- Análise Granulométrica	76
5.2.2.2	- Massa Específica Real	79
5.2.2.3	- Massa Específica Aparente dos Agregados Graúdos	80
5.2.2.4	- Absorção	80
5.2.2.5	- Massa Unitária no Estado Solto	81
5.2.2.6	- Índice de Forma	81
5.2.2.7	- Teor de Materiais Pulverulentos	82
5.2.2.8	- Abrasão “Los Angeles”	82
5.2.2.9	- Resistência ao Esmagamento	83
5.2.2.10	- Resistência Mecânica pelo Método dos 10 % de Finos	83

	Páginas
5.3	- Resultados e Análises Referentes à Ruptura dos Corpos de Prova 84
5.3.1	- Resultados Obtidos com Relação à Consistência do Concreto 84
5.3.2	- Resultados Obtidos com Relação à Resistência à Compressão Simples 84
5.3.3	- Resultados Obtidos com Relação à Resistência à Tração Indireta 86
5.3.4	- Resultados Obtidos com Relação ao Módulo de Deformação 87
5.4	- Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Vigas 90
5.4.1	- Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Vigas Submetidas a Carregamento Instantâneo 90
5.4.1.1	- Resultados Referentes às Flechas 95
5.4.1.2	- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto 100
5.4.1.3	- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço 103
5.4.2	- Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Vigas Submetidas a Carregamento Ao Longo do Tempo 104
5.4.2.1	- Resultados Referentes às Flechas 107
5.4.2.2	- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto 110
5.4.2.3	- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço 112
5.5	- Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Lajes 115
5.5.1	- Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Lajes Submetidas a Carregamento Instantâneo 116
5.5.1.1	- Resultados Referentes às Flechas 116
5.5.1.2	- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto 124

	Páginas
5.5.1.3 - Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço	128
5.5.2 - Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Lajes Submetidas a Carregamento Ao Longo do Tempo	131
5.5.2.1 - Resultados Referentes às Flechas	134
5.5.2.2 - Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto	137
5.5.2.3 - Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço	141
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES	144
SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	147
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	148
FOTOGRAFIAS	154
ANEXO 1	160

ÍNDICE DE TABELAS

	Páginas
Tabela 3.1 - Distribuição dos Corpos de Prova (CP) para os Ensaios.....	20
Tabela 3.2 - Ensaios Realizados nas Vigas	22
Tabela 3.3 - Ensaios Realizados nas Lajes Pré-Moldadas	24
Tabela 3.4 - Instrumentos de Medição	27
Tabela 5.1 - Análise Granulométrica da Areia	73
Tabela 5.2 - Características Físicas e Mecânicas dos Agregados Utilizados na Pesquisa	75
Tabela 5.3 - Análise Granulométrica da Brita 1	77
Tabela 5.4 - Análise Granulométrica da Brita 2	77
Tabela 5.5 - Resultados de Massa Específica Real para Agregados Graúdos Obtidos por Vários Pesquisadores	79
Tabela 5.6 - Resultados de Massa Específica Aparente para Agregados Graúdos Obtidos por Vários Pesquisadores	80
Tabela 5.7 - Resultados dos Ensaios Realizados nos Corpos de Prova Cilíndricos	85
Tabela 5.8 - Flechas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Vigas VL-02 e VC-01	91
Tabela 5.9 - Deformações Específicas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Vigas VL-02 e VC-01	92
Tabela 5.10 - Flechas Ao Longo do Tempo Experimentais e Teóricas das Vigas VG-01 e VL-01	105

Tabela 5.11 - Deformações Específicas ao Longo do Tempo Experimentais e Teóricas das Vigas VG-01 e VL-01.....	106
Tabela 5.12 - Variação das Flechas ao Longo do Tempo com a Temperatura e a Umidade Relativa do Ar para as Vigas	109
Tabela 5.13 - Flechas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Lajes LG-02, LL-02 e LC-01..	117
Tabela 5.14 - Deformações Específicas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Lajes LG-02, LL-02 e LC-01	118
Tabela 5.15 - Flechas Ao Longo do Tempo Experimentais e Teóricas das Lajes LG-01 e LL-01.	132
Tabela 5.16 - Deformações Específicas ao Longo do Tempo Experimentais e Teóricas das Lajes LG-01 e LL-01.....	133
Tabela 5.17 - Variação das Flechas ao Longo do Tempo com a Temperatura e a Umidade Relativa do Ar para as Lajes	138

ÍNDICE DE FIGURAS

	Páginas
Figura 3.1 - Fluxograma da Pesquisa	13
Figura 3.2 - Ensaio de Propagação do Pulso Ultra-Sônico com o PUNDIT	19
Figura 3.3 - Detalhe das Armaduras das Vigas Ensaçadas	22
Figura 3.4 - Detalhe das Lajes Pré-Moldadas	23
Figura 3.5 - Esquema de Aplicação das Cargas nas Vigas	25
Figura 3.6 - Ensaio de Curta Duração das Vigas	25
Figura 3.7 - Ensaio de Longa Duração das Vigas	26
Figura 3.8 - Disposição dos Instrumentos de Medição nas Lajes e Vigas Ensaçadas	29
Figura 4.1 - Viga Bi-Apoiada Utilizada nos Ensaios de Stuttgart	31
Figura 4.2 - Trajetória das Tensões Principais - Estádio I	33
Figura 4.3 - Aparecimento das Primeiras Fissuras	33
Figura 4.4 - Fissuração Pouco Antes da Ruptura	34
Figura 4.5 - Tipos de Ruptura Possíveis em uma Viga Bi-Apoiada Submetida à Flexão	36
Figura 4.6 - Momentos Fletores m_x e m_y para uma Laje Apoiada Numa Direção Submetida a um Carregamento Uniforme	37
Figura 4.7 - Curvaturas de uma Laje Armada Numa Direção Submetida a um Carregamento Não-Uniforme	38

	Páginas
Figura 4.8 - Diagrama Parábola-Retângulo	48
Figura 4.9 - Diagrama Simplificado	48
Figura 4.10- Diagrama de Domínios	49
Figura 4.11- Domínio 2	50
Figura 4.12- Diagrama Tensão-Deformação do Concreto	53
Figura 4.13- Detalhe da Matriz de Argamassa do Concreto	56
Figura 4.14- Evolução das Deformações com o Tempo sob Carga Permanente	57
Figura 4.15- Modelo Teórico de um Elemento de Concreto Armado	60
Figura 4.16- Valores de β para Vários Tipos de Vinculação e Carregamento	67
Figura 4.17- Detalhe da Distância y , para Seções nos Estádios I e II	69
Figura 5.1 - Análise Granulométrica da Areia	74
Figura 5.2 - Curva Granulométrica da Brita 1	78
Figura 5.3 - Curva Granulométrica da Brita 2	78
Figura 5.4 - Evolução das Fissuras para a Viga VL-02	93
Figura 5.5 - Evolução das Fissuras para a Viga VC-01	94
Figura 5.6 - Gráfico Carga-Flechas Experimentais Instantâneas da Viga VL-02	95
Figura 5.7 - Gráfico Carga-Flechas Experimentais Instantâneas da Viga VC-01	96
Figura 5.8 - Gráfico Carga-Flechas Experimentais Instantâneas, no Meio do Vão, para as Vigas VL-02 e VC-01	97
Figura 5.9 - Gráfico Carga-Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Viga VL-02	98

	Páginas
Figura 5.10- Gráfico Carga-Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Viga VC-01	99
Figura 5.11- Gráfico Carga - Deformação Específica Instantânea Experimental do Concreto para as Vigas VL-02 e VC-01	100
Figura 5.12- Gráfico Carga - Deformação Específica Instantânea do Concreto, Experimental e Teórica, para a Viga VL-02	102
Figura 5.13- Gráfico Carga - Deformação Específica Instantânea do Concreto, Experimental e Teórica, para a Viga VC-01	102
Figura 5.14- Gráfico Carga-Deformação Específica Instantânea Teórica do Aço para as Vigas VL-02 e VC-01	104
Figura 5.15- Evolução das Flechas, Experimentais e Teóricas, com o Tempo para as Vigas VG-01 e VL-01	107
Figura 5.16- Evolução das Deformações Específicas do Concreto com o Tempo para as Vigas VG-01 e VL-01	111
Figura 5.17- Evolução das Deformações Específicas do Concreto com o Tempo para a Viga VG-01.....	111
Figura 5.18- Evolução das Deformações Específicas do Concreto com o Tempo para a Viga VL-01.....	112
Figura 5.19- Evolução das Deformações Específicas do Aço com o Tempo para as Vigas VG-01 e VL-01	113
Figura 5.20- Evolução das Deformações Específicas do Aço com o Tempo para a Viga VG-01.....	114

Figura 5.21- Evolução das Deformações Específicas do Aço com o Tempo para a Viga VL-01.....	114
Figura 5.22- Gráfico Carga-Flechas Instantâneas Experimentais da Laje LG-02	119
Figura 5.23- Gráfico Carga-Flechas Instantâneas Experimentais da Laje LL-02	120
Figura 5.24- Gráfico Carga-Flechas Instantâneas Experimentais da Laje LC-01	120
Figura 5.25- Gráfico Carga-Flechas Instantâneas Experimentais, no Meio do Vão, para as Lajes LG-02, LL-02 e LC-01	122
Figura 5.26- Gráfico Carga-Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Laje LG-02	122
Figura 5.27- Gráfico Carga-Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Laje LL-02	123
Figura 5.28- Gráfico Carga-Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Laje LC-01	124
Figura 5.29- Gráfico Carga-Deformação do Concreto, no Meio do Vão, para as Lajes LG-02, LL-02 e LC-01	125
Figura 5.30- Gráfico Carga-Deformação Instantânea, Experimental e Teórica, do Concreto, para a Laje LG-02	126
Figura 5.31- Gráfico Carga-Deformação Instantânea, Experimental e Teórica, do Concreto, para a Laje LL-02	126
Figura 5.32- Gráfico Carga-Deformação Instantânea, Experimental e Teórica, do Concreto, para a Laje LC-01	127

	Páginas
Figura 5.33- Gráfico Carga-Deformação Instantânea Experimental do Aço, para as Lajes LG-02, LL-02 e LC-01	129
Figura 5.34- Gráfico Carga-Deformação Instantânea, Experimental e Teórica, do Aço, para a Laje LG-02	130
Figura 5.35- Gráfico Carga-Deformação Instantânea, Experimental e Teórica, do Aço, para a Laje LL-02	130
Figura 5.36- Gráfico Carga-Deformação Instantânea, Experimental e Teórica, do Aço, para a Laje LC-01	131
Figura 5.37- Evolução das Flechas Experimentais com o Tempo, no Meio do Vão, para as Lajes LG-01 e LL-01	135
Figura 5.38- Evolução das Flechas, Experimentais e Teóricas, com o Tempo, no Meio do Vão, para a Lajes LG-01	135
Figura 5.39- Evolução das Flechas, Experimentais e Teóricas, com o Tempo, no Meio do Vão, para a Lajes LL-01	136
Figura 5.40- Evolução das Deformações Específicas do Concreto com o Tempo para as Lajes LG-01 e LL-01	139
Figura 5.41- Evolução das Deformações Específicas, Experimentais e Teóricas, do Concreto com o Tempo para a Laje LG-01	140
Figura 5.42- Evolução das Deformações Específicas, Experimentais e Teóricas, do Concreto com o Tempo para a Laje LL-01	140
Figura 5.43- Evolução das Deformações Específicas Experimentais do Aço com o Tempo para as Lajes LG-01 e LL-01	142

Páginas

Figura 5.44- Evolução das Deformações Específicas, Experimentais e Teóricas, do Aço com o Tempo para a Laje LG-01	142
Figura 5.45- Evolução das Deformações Específicas, Experimentais e Teóricas, do Aço com o Tempo para a Laje LL-01	143

ÍNDICE DE QUADROS

	Páginas
Quadro 5.1 - Determinação dos Módulos de Deformação Teóricos, aos 28 dias, Utilizando os Coeficientes Propostos por Chagas Filho (1992)	88
Quadro 5.2 - Determinação dos Módulos de Deformação Teóricos, na Data do Ensaio, Utilizando os Coeficientes Propostos por Chagas Filho (1992)	89
Quadro 5.3 - Diferenças Médias entre as Deformações Experimentais e teóricas do Aço para as Lajes LG-02, LL-02 e LC-01	128

ABREVIACÕES

- A_s** - Área da Seção Transversal da Armadura Longitudinal Tracionada
- E** - Módulo de Deformação Longitudinal
- E_c** - Módulo de Deformação Longitudinal do Concreto
- E_s** - Módulo de Deformação Longitudinal do Aço
- F** - Ações
- I** - Momento de Inércia
- M** - Momento Fletor
- M_r** - Momento Fletor de Fissuração
- P** - Carga Concentrada
- P_r** - Carga de Fissuração
- T** - Temperatura
- W** - Momento Resistente da Seção de Concreto
- a** - Distância, Flecha
- a₀** - Flecha Instantânea
- a_t** - Flecha ao Longo do Tempo
- a_∞** - Flecha num Tempo Infinito
- b** - Largura
- d** - Altura Útil da Seção Transversal

- f_{cd} - Resistência de Cálculo do Concreto à Compressão
- f_{ck} - Resistência Característica do Concreto à Compressão
- f_{ctM} - Resistência Média do Concreto à Tração na Flexão
- f_{yd} - Resistência de Cálculo do Aço à Tração
- f_{yk} - Resistência Característica do Aço à Tração
- g - Carga Permanente Uniformemente Distribuída
- h - Altura Total da Seção Transversal
- l - Comprimento
- q - Carga Acidental Uniformemente Distribuída
- x - Distância da Linha Neutra ao Ponto de Maior Encurtamento
- ϵ - Deformação Específica
- ϵ_c - Deformação Específica do Concreto à Compressão
- ϵ_{cc} - Deformação Lenta Específica do Concreto
- ϵ_{cs} - Deformação Específica do Concreto por Retração
- ϵ_s - Deformação Específica do Aço
- ϵ_y - Deformação Específica de Escoamento do Aço
- σ_c - Tensão de Compressão no Concreto
- σ_s - Tensão de Tração na Armadura
- φ - Coeficiente de Fluência
- ζ - Coeficiente que Leva em Consideração a Resistência do Concreto entre as Fissuras

COSTA, C.M.C. (1996), Estudo das Deformações Instantâneas e ao Longo do Tempo em Vigas e Lajes Pré-Moldadas de Concreto Armado Convencional e Alternativo, UFPB-Campina Grande, 186 p.

RESUMO

O presente trabalho foi desenvolvido tendo em vista dar prosseguimento aos estudos com concretos alternativos, analisando a viabilidade da substituição da brita de rocha granítica por agregados graúdos não convencionais, como as concreções lateríticas e as rochas calcárias, na fabricação de concreto de cimento Portland com finalidade estrutural.

Neste estudo foram avaliadas as deformações instantâneas e ao longo do tempo em vigas e lajes pré-moldadas de concreto alternativo, comparando-se os resultados obtidos aos de peças idênticas confeccionadas com concreto armado convencional de brita granítica e aos valores teóricos propostos pela ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, e pelo CEB, Comité Euro-International du Béton.

Os resultados permitiram concluir que apesar das vigas e lajes pré-moldadas de concreto laterítico e calcário apresentarem-se mais deformáveis do que as de concreto convencional, tanto para carregamento instantâneo quanto ao longo do tempo, os valores obtidos para as cargas de serviço, satisfazem ao Estado Limite de Utilização por deformação excessiva. As flechas máximas obtidas para carregamento ao longo do tempo ficaram em torno de 40 % dos valores considerados como admissíveis, ressaltando o excelente desempenho destes materiais na fabricação de concretos com finalidade estrutural.

ABSTRACT

The present work was developed to give continuity to the studies with alternatives concretes, analyzing the feasibility of granitic aggregate substitution for unconventional aggregates, as lateritic concretions and lime stones, to fabricate Portland Cement Concrete, with structural purpose.

In this thesis, were evaluated the instantaneous and long term deformations in beams and prefabricated slabs of alternatives concretes, comparing these results with beams and prefabricated slabs of granitic concrete results. The experimental results were still compared with theoretical values proposed by ABNT, Brazilian Technique Code Association, and CEB, Committee Euro-International for Concrete.

The results permitted to conclude that in spite of beams and prefabricated slabs of lateritic and lime concrete be more deformable than granitic concrete ones, the values for service loads satisfy the Utilization Limit States for excessive deformation. The maximum deflections obtained for long term shipment got about 40 % of admissible values, emphasizing the excellent performance of these materials on structural purpose concrete fabrication.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O concreto armado vem sendo utilizado desde 1855, quando Lambot teve a idéia de introduzir barras de aço no interior da argamassa para construção de um barco. Desde então, não parou de evoluir.

Dentre os agregados graúdos, utilizados para confecção dos concretos, o de uso mais frequente é a brita de rocha granítica. Infelizmente, em certas regiões, como por exemplo, no Norte e Nordeste brasileiro, este material é escasso. Em contra partida, verifica-se a ocorrência de outros materiais como as concreções lateríticas e as rochas calcárias. Estas concreções, devido a sua origem e formação, requerem um conhecimento aprofundado, já que suas características físicas e/ou mecânicas variam muito de um local para outro, sendo difícil estabelecer parâmetros de uso geral. Além do mais, em alguns casos, estas características são incompatíveis com as especificações vigentes. Entretanto, a escassez da brita granítica, determina a utilização empírica destes materiais.

Diante deste problema, há cerca de 12 anos, o Departamento de Engenharia Civil -DEC do Centro de Ciências e Tecnologia-CCT da Universidade Federal da Paraíba-UFPB, Campina Grande, vem pesquisando materiais lateríticos e calcários provenientes de várias regiões do país, analisando a viabilidade da substituição da brita granítica por estes agregados alternativos, na fabricação de concreto de cimento Portland e na pavimentação rodoviária, estudando inclusive, o comportamento de vigas de concreto laterítico sujeitas à flexão. Todavia, no contexto geral, ainda não se conhece o

desempenho destes agregados alternativos, razão pela qual, justifica-se a necessidade de pesquisas, visando uma utilização adequada e racional dos mesmos.

Esta pesquisa tem por objetivo dar continuidade às investigações com materiais calcários e lateríticos, estudando as deformações instantâneas e ao longo do tempo, em vigas e lajes pré-moldadas confeccionadas com concreto laterítico e calcário, comparando os valores obtidos com os de peças idênticas confeccionadas com concreto convencional de brita granítica, e com os valores teóricos recomendados pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e pelo CEB (Comité Euro-International du Beton).

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Introdução

Esta revisão tratará de temas referentes aos objetivos desta pesquisa, principalmente, no seu tocante à avaliação das deformações instantâneas e ao longo do tempo em vigas e lajes pré-moldadas confeccionadas com concreto convencional e não-convencional. Para melhor clareza, serão abordados os seguintes tópicos:

- Características dos agregados convencionais e não-convencionais ¹
- Utilização de agregados graúdos não convencionais na fabricação de concreto de cimento

Portland

- Análise das deformações em vigas e lajes confeccionadas com concreto alternativo ²

2.2 - Características dos Agregados Convencionais e Não-Convencionais

2.2.1 - Características dos Agregados Convencionais

¹ Agregados graúdos não-convencionais foram definidos por Brasileiro (1983), como agregados cujas propriedades físicas e/ou mecânicas não satisfazem integralmente os requisitos exigidos pelas especificações para determinados tipos de serviços, ou mesmo, por não ser de uso comum em algumas regiões.

² Concreto alternativo - concreto confeccionado com agregados graúdos não-convencionais

2.2.1.1- Rocha Granítica

O granito é uma rocha composta de três minerais essenciais: quartzo, feldspato e mica.

Os afloramentos de granito aparecem geralmente em grandes maciços, representando cerca de 5 a 10% da área total das rochas que aparecem na superfície do planeta (Martins, 1990), podendo-se encontrar granitos desde o Arqueano até o Terciário, não existindo nenhuma referência a granitos Quaternários (Guerra, 1966).

Segundo Santana (1970), os agregados denominados brita granítica são originados dos seguintes grupos de rochas:

- a) Grupo granítico (granito, diorito, sienito, gnaisse)
- b) Grupo basáltico (basalto, diabásio)

A brita de origem granítica, desde que inalterada, é uma excelente pedra de construção, sendo sua resistência e durabilidade de sucesso comprovado (Verçoza, 1975).

2.2.2 - Características dos Agregados Não-Convencionais

2.2.2.1- Concreções Lateríticas

A expressão laterita, do latim "later", significa tijolo e foi utilizada inicialmente na Índia por Buchanan (1807), para designar um material natural que, quando exposto ao ar, endurecia podendo ser talhado em blocos, na forma de tijolos.

Os materiais lateríticos são resultantes de um processo denominado laterização, que consiste na ação intempérica, provocando uma remoção concomitante de bases-elementos alcalinos e alcalinos-terrosos. Neste processo, ocorre uma hidratação e oxidação dos elementos minerais, liberando-se ferro sob a forma de hidróxido férrico. O silício e o magnésio, são eliminados quase

completamente, restando um resíduo insolúvel na superfície composto de Fe, Al, Ti e Mn (Martins, 1990). A laterização pode acarretar, ainda, perda de peso e volume, devido a partida de certos elementos. Os lateritos, quando cavernosos, adquirem certa permeabilidade.

As concreções lateríticas aparecem nas regiões tropicais e subtropicais do globo. No Brasil, a crosta ferruginosa aflora nas regiões Norte, Nordeste e Centro-Oeste (Guerra, 1966).

2.2.2.2- Rochas Calcárias

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

As rochas calcárias podem ser facilmente distinguidas das demais por três propriedades (Petrucci, 1978):

- Calcinam-se pela ação do calor, originando CO_2 e CaO
- Atacados por ácidos, desprendem CO_2 com efervescência
- São facilmente riscadas por canivete (dureza 3 na escala Mohr)

São rochas abundantes, ocupando 5 a 6% da parte sólida da Terra. Constituem 10 a 15% das rochas sedimentares e contribuem com significativa parcela para depósitos metamórficos e ígneos.

2.3 - Utilização de Agregados Graúdos Não-Convencionais na Fabricação de Concreto de Cimento Portland

A utilização dos agregados graúdos não-convencionais, como as concreções lateríticas e as rochas calcárias, como substitutos da brita granítica na fabricação do concreto de cimento Portland,

tem despertado o interesse de muitos pesquisadores visando conhecer as propriedades e o desempenho deste concreto, com vistas ao seu emprego em obras correntes de engenharia. Dentre estes pesquisadores, pode-se citar:

Pompeu (1976), estudou as propriedades de resistência mecânica do concreto laterítico, utilizando várias misturas com diferentes fatores água/cimento, concluindo que o concreto laterítico apresentava comportamento semelhante ao do concreto convencional, podendo ser usado com segurança como material de construção economicamente viável, nas obras de engenharia de menor porte.

Madu (1980), utilizando sete tipos de concreções de várias regiões da Nigéria, submetidas a um peneiramento prévio, estudou o comportamento destes materiais quando utilizados em concretos e em rodovias. Os resultados mostraram que os agregados lateríticos apresentavam bom desempenho, embora com valores bastante inferiores aos obtidos com rochas graníticas. Observou, ainda, que não existia nenhuma relação entre a quantidade de óxido de ferro e alumínio ou de sesquióxidos presentes no agregado laterítico e as propriedades do concreto, embora estes parâmetros dessem boas indicações sobre a qualidade da laterita.

Gomes de Souza e Pinto (1982), analisaram a influência do tempo de lavagem da laterita na resistência do concreto. Neste trabalho, os autores concluíram que quando aumentava-se o tempo de lavagem de 0 a 30 min, a resistência dos corpos de prova aumentavam para 7 e 28 dias de idade.

Azevedo (1983), em seu trabalho "A Laterita Acreana Utilizada como Agregado Graúdo no Concreto", utilizando cinco traços de concreto laterítico e basáltico, variando o consumo de cimento de 200 a 400 kg/m³ de concreto, concluiu que as resistências dos dois concretos eram muito próximas. Neste estudo, a laterita foi lavada para diminuir a alta percentagem de material pulverulento e a grande quantidade de torrões de argila.

Queiroz de Carvalho (1984), avaliou o desempenho de concreções lateríticas provenientes dos estados do Maranhão e da Paraíba, quando utilizadas na fabricação de concreto de cimento

Portland. Em seus estudos a laterita foi peneirada e colocada em imersão durante 24 horas, sendo a seguir exposta ao ar por 3 horas e, só então, utilizada na preparação do concreto. Os resultados obtidos revelaram que os agregados lateríticos possuíam características físicas adequadas à fabricação de concreto e resistência à compressão 30% menor que os concretos convencionais de brita granítica, comprovando sua adequação aos propósitos de engenharia.

Costa e Lucena (1987), utilizaram concreções lateríticas para confecção de concreto visando sua possível utilização em obras de engenharia. A laterita utilizada foi previamente lavada e peneirada e os resultados obtidos indicaram ser possível sua utilização em peças de concreto de cimento Portland, desde que as mesmas fossem dimensionadas com um fck entre 9,0 e 11,0 MPa.

Martins (1990), utilizando três agregados não-convencionais (seixo rolado, concreções lateríticas e brita calcária), fez um estudo comparativo entre concretos fabricados com estes materiais e o concreto convencional, confeccionado com brita granítica, encontrando, para cinco traços diferentes, valores médios de resistência à compressão simples, aos 28 dias, de 21,73, 17,55 e 14,60 MPa para o seixo rolado, a laterita e o calcário, respectivamente. Nesta pesquisa, os agregados lateríticos e calcários sofreram um processo de peneiramento e lavagem, e os respectivos concretos tiveram seus fatores água/cimento aumentados.

Jerônimo (1990), analisando o uso do agregado calcário da cidade de João Pessoa para fabricação de concreto de cimento Portland, obteve para o traço 1:2,3:3,2, com consumo de cimento de 320 kg/m³, resistência à compressão simples aos 28 dias de 20 MPa. Observou também que a lavagem ou não do agregado calcário na betoneira, não conduziu a diferença significativa de resistência, desde que o fator água/cimento fosse aumentado.

Assis (1992), avaliou a qualidade de concretos convencionais e não-convencionais por meio de ensaios não destrutivos, utilizando como agregados a brita granítica, a brita calcária e as concreções lateríticas. Foram confeccionados sete traços diferentes, com relação cimento/agregado variando entre 1:8 e 1:3,5. O calcário e a laterita passaram por um beneficiamento prévio, que

consistiu de peneiramento e lavagem. Além disso, os fatores água/cimento foram aumentados para corrigir a alta absorção desses materiais. Os resultados obtidos demonstraram uma resistência satisfatória para os concretos não-convencionais (22,4 MPa para o concreto laterítico e 20,6 MPa para o calcário), apesar de suas características de deformações específicas serem distintas das apresentadas pelo concreto convencional.

2.4 - Análise das Deformações em Vigas e Lajes Confeccionadas com Concreto Alternativo

Quanto a análise experimental em peças com finalidade estrutural confeccionadas com concreto alternativo, os trabalhos ainda estão em fase inicial. As pesquisas já realizadas, compararam o comportamento das peças executadas com concreto convencional e alternativo, verificando a viabilidade de sua utilização e a adequação dos modelos teóricos para estes concretos. Dentre estes trabalhos pode-se citar:

Khouri (1975), estudou a flexão de vigas de concreto leve com finalidade estrutural, verificando sua aplicabilidade de acordo com as recomendações do CEB, com relação a segurança no estado limite último e ao comportamento estrutural em condições de serviço. Os resultados permitiram concluir que a resistência à flexão das vigas, as deformações e as aberturas de fissuras, podem ser avaliadas pelos critérios propostos pelo CEB.

Chagas Filho (1986), utilizando concreções lateríticas provenientes de Sapé-PB e de Mosqueiro-PA, estudou as propriedades mecânicas do concreto laterítico e o seu comportamento quando empregado em vigas de concreto armado com finalidade estrutural. Os resultados mostraram que as vigas estruturais de concreto laterítico, em termos de resistência, aderência, evolução das flechas, fissuras e ruptura, foram semelhantes ao do concreto convencional.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - Materiais

Nesta pesquisa foram utilizados os seguintes materiais para confecção do concreto armado: areia, cimento, aço, água e três tipos de agregado graúdo, a brita granítica (agregado convencional) e as britas calcária e a laterítica (agregados não convencionais). Desta forma, foram confeccionados três tipos de concreto, com os quais foram moldadas as vigas e as lajes ensaiadas.

3.1.1 - Agregado Miúdo

O agregado miúdo utilizado foi uma areia proveniente do rio Paraíba, município de Boqueirão, neste Estado.

3.1.2 - Agregado Graúdo

Foram utilizados nesta pesquisa os seguintes agregados graúdos:

a) Brita Granítica

Foi utilizada brita proveniente de uma pedreira localizada a 20 km de Campina Grande - PB, explorada pela empresa PEDRAQ.

b) Brita Laterítica

As concreções lateríticas utilizadas para obtenção da brita foram provenientes da cidade de Castelo, no Estado do Piauí.

c) Brita Calcária

As rochas calcárias utilizadas para a obtenção da brita foram provenientes da cidade de João Pessoa / PB.

3.1.3 - Cimento

Utilizou-se na pesquisa cimento tipo Portland, com Filler, CPIIF-32, marca Poty, acondicionado em sacos de 50 kgf.

3.1.4 - Aço

Foram utilizados os aços CA -50 B e CA - 60, encontrados no comércio local.

3.1.5 - Água

A água utilizada na pesquisa foi a fornecida pela Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (CAGEPA) para o abastecimento da cidade de Campina Grande / PB.

3.2 - Métodos

Serão descritos a seguir os métodos utilizados durante a realização deste trabalho. Dentre os pontos apresentados, pode-se relacionar: seqüência dos trabalhos, ensaios realizados nos materiais, modelos estruturais e fundamentação teórica da pesquisa.

3.2.1 - Fluxograma da Pesquisa

A Figura 3.1 mostra o fluxograma das atividades realizadas, desde a coleta das amostras até as conclusões, proporcionando uma visão geral do trabalho, assim como um melhor entendimento da pesquisa desenvolvida.

3.2.2 - Beneficiamento dos Agregados

Os agregados utilizados na pesquisa não poderiam ser diretamente utilizados da forma como foram coletados, devido ao não enquadramento da sua granulometria, como também, pela presença de impurezas prejudiciais à qualidade do concreto. Assim, tornou-se necessário submeter os agregados a um prévio beneficiamento.

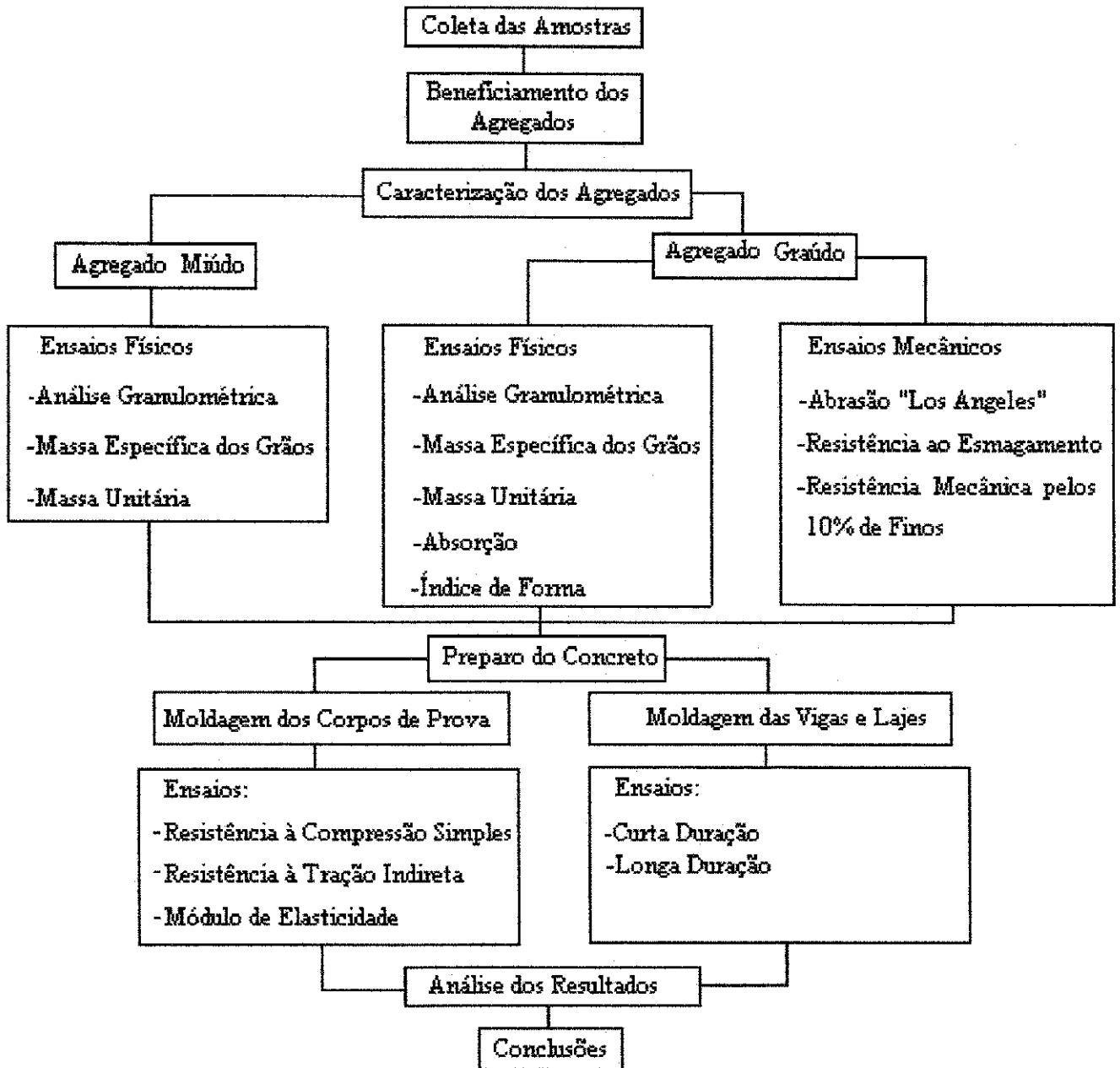


Figura 3.1 - Fluxograma da Pesquisa

No agregado miúdo, este beneficiamento constou da eliminação de todo o material retido na peneira ABNT 4,8 mm.

A brita granítica utilizada na pesquisa não passou por beneficiamento preliminar, sendo adquirida em dois tipos, conhecidas comercialmente por Brita 1 e Brita 2, para confecção das vigas e lajes, respectivamente. As curvas granulométricas das duas britas foram determinadas a fim de que as demais britas, laterítica e calcária, fossem enquadradas nas mesmas granulometrias, evitando-se a influência deste fator na resistência do concreto.

O beneficiamento das britas laterítica e calcária constou de:

- Peneiramento preliminar
- Britagem
- Repeneiramento
- Lavagem

No peneiramento preliminar, o material coletado foi passado na peneira ABNT de 25,5 mm, sendo o material retido levado a um britador de mandíbula BMA 21, fabricado pelas Máquinas Renard-Indústria e Comércio Ltda, e a seguir repeneirado juntamente com o restante do material (material que passou na peneira ABNT 25 mm).

Para o repeneiramento foi utilizada a seguinte seqüência de peneiras ABNT: 25,5 mm, 19,1 mm, 9,5 mm e 4,8 mm. O material retido na peneira ABNT 25 mm e o material passando na peneira ABNT 4,8 mm foram eliminados. Já os materiais retidos nas demais peneiras foram separados em sacos, a fim de possibilitar, através de pesagens, seu enquadramento na mesma granulometria da brita granítica.

Dada a grande quantidade de material pulverulento presente nos agregados lateríticos e calcários, estes foram submetidos a uma lavagem, cujo procedimento foi o seguinte:

- Colocação do material na peneira ABNT nº 4 (4,8 mm)
- Lavagem do material com auxílio de uma mangueira, até que a água saísse limpa, o que levava aproximadamente 2 minutos
- Exposição ao ar, para secagem do material
- Reensacamento do material, separados por seus diâmetros.

3.2.3 - Caracterização dos Agregados

A fim de observar as características que influem na qualidade do concreto, foram realizados os seguintes ensaios:

3.2.3.1- Caracterização do Agregado Miúdo

O agregado miúdo foi submetido aos seguintes ensaios de caracterização:

- Análise granulométrica dos Agregados - NBR 7217 (ABNT, 1987)
- Massa específica do agregado por meio do Frasco de Chapman - NBR 9776 (ABNT, 1987)
- Massa unitária no estado solto - NBR 7251 (ABNT, 1982)

3.2.3.2- Caracterização do Agregado Graúdo

A fim de avaliar algumas características dos agregados graúdos que influenciam na qualidade do concreto, foram realizados ensaios físicos e mecânicos:

a) Ensaaios Físicos

Análise granulométrica - NBR 7217 (ABNT, 1987)

Massa específica dos grãos e absorção - NBR 6458 (ABNT, 1984)

Massa unitária no estado solto - NBR 7251 (ABNT, 1982)

Índice de forma - ME 86 (DNER, 1964)

Teor de materiais pulverulentos - NBR 7219 (ABNT, 1987)

b) Ensaaios Mecânicos

- Abrasão "Los Angeles" - NBR 6465 (ABNT, 1984)

- Resistência ao Esmagamento - NBR 9938 (ABNT, 1987)

- Resistência mecânica pelo método dos 10% de finos ME 96 (DNER, 1971)

3.2.4 - Escolha da Curva Granulométrica dos Agregados Graúdos

A granulometria escolhida para o agregado graúdo levou em conta a NBR 7211 (ABNT, 1982) e a granulometria apresentada pelo agregado granítico, já que o mesmo foi adquirido na forma de brita.

Desta forma, os agregados laterítico e calcário foram preparados de modo a apresentarem a mesma granulometria da brita granítica.

3.2.5 - Escolha do Traço Utilizado na Pesquisa

O traço utilizado na pesquisa foi 1: 2,3: 2,7 (cimento, areia, agregado graúdo), baseado nos resultados obtidos por Chagas Filho (1986), sendo o fator água/cimento variável com o tipo de agregado. Para o agregado granítico, utilizou-se fator água/cimento de 0,5, sendo o mesmo alterado para 0,57 e 0,60, no caso dos agregados laterítico e calcário, respectivamente. Este aumento, proporcionou a correção da quantidade de água absorvida por estes últimos materiais.

3.2.6 - Preparo do Concreto

O concreto foi preparado em betoneira de palhetas fixas com capacidade de 50 litros, pertencente ao Laboratório de Estruturas, CCT, UFPB.

O material foi colocado na betoneira na seguinte ordem:

1) 100 % do agregado graúdo

2) 20 % da água

3) rotação por $\frac{1}{2}$ min

4) 100 % do agregado miúdo

5) 20 % da água

6) rotação por $\frac{1}{2}$ min

7) 100 % do cimento

8) rotação por 1 min, colocando-se o restante da água de forma gradual, até atingir a consistência desejada.

3.2.7 - Moldagem e Cura dos Corpos de Prova de Concreto

A moldagem e cura dos corpos de prova foram feitas de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 1984).

Para cada peça (vigas e lajes) confeccionada, foram moldados seis corpos de prova cilíndricos que, 24 horas após a concretagem, eram levados à cura, por imersão, em câmara úmida, até a data do ensaio da respectiva peça. Nesta data, eram retirados do tanque onde estiveram imersos e, após 24 horas, submetidos aos ensaios.

Seguindo a mesma metodologia, foram moldados ainda seis corpos de prova para cada tipo de concreto (granítico, laterítico e calcário) que permaneceram em imersão durante 28 dias.

3.2.8 - Caracterização do Concreto Fresco

Nos concretos frescos foram realizados ensaios de abatimento do tronco cone, com o objetivo de determinar suas consistências, conforme a NBR 7223 (ABNT, 1982).

3.2.9 - Caracterização do Concreto Endurecido

A fim de avaliar as qualidades do concreto, foram realizados os seguintes ensaios:

- Resistência à Compressão Simples - NBR 5739 (ABNT, 1980)
- Resistência à Tração Indireta - NBR 7222 (ABNT, 1983)
- Módulo de Deformação Longitudinal do Concreto

O módulo de deformação longitudinal do concreto foi obtido através da determinação das velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas, no interior dos corpos de prova, de acordo com a NBR 8802 (ABNT, 1983).

Para realização deste ensaio, utilizou-se o aparelho de ultra-som PUNDIT (Portable Ultrasonic Non Destructive Digital Indicating Tester). Este aparelho, emite pulsos de onda sobre a amostra ensaiada, medindo com exatidão o tempo de transmissão através da mesma. Com a distância percorrida pelos pulsos, calcula-se sua velocidade e, através de curvas fornecidas pelo fabricante do aparelho, determina-se, então, o módulo de deformação do concreto.

Nesta pesquisa, o transmissor (T) e o receptor (R) foram instalados segundo o comprimento do corpo de prova (Figura 3.2), sendo sua velocidade determinada pela expressão:

$$VP = \frac{L}{t}, \text{ onde:}$$

VP é a velocidade do pulso (km/s)

L é a distância entre o transmissor e o receptor. Neste caso, $L = 30 \text{ cm}$

t é a leitura mínima do tempo, em μs , lida no aparelho.

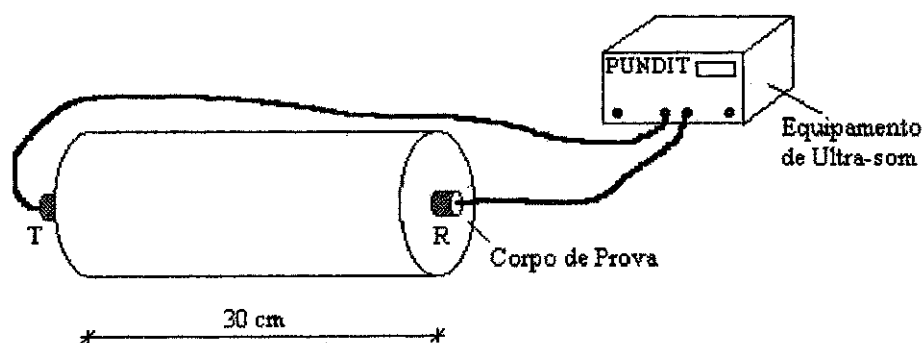


Figura 3.2 - Ensaio de Propagação do Pulso Ultra-Sônico com o PUNDIT

Para efeito comparativo, foram determinados módulos de deformação teóricos, utilizando-se as expressões propostas pela NBR 6118 (ABNT, 1982) e pelo novo Código Modelo do CEB-FIP (1990).

A Tabela 3.1 mostra a distribuição dos corpos de prova para estes ensaios.

Tabela 3.1 - Distribuição dos Corpos de Prova (CP) para os Ensaios

		n ^o de Corpos de Prova			
		Aos 28 Dias de Idade		Na Data do Ensaio das Peças	
Tipo de agregado	n ^o de peças	Resistência a Compressão Simples	Resistência à Tração Indireta	Resistência à Compressão Simples	Resistência à Tração Indireta
Laterítico	02 Lajes	03	03	03	03
	02 Vigas			03	03
Calcário	01 Laje	03	03	03	03
	01 Viga			03	03
Granítico	02 Lajes	03	03	03	03
	01 Viga			03	03
Totais		09	09	18	18

Obs.: Antes dos ensaios de resistência à compressão simples e resistência à tração indireta, foram determinados, para todos os corpos de prova, o módulo de deformação longitudinal experimental do concreto.

3.3 - Modelos Estruturais

Foram executadas vigas e lajes pré-moldadas de concreto armado alternativo e convencional para realização de ensaios de curta e longa duração. Nos ensaios de curta duração, foram determinadas as flechas e as deformações instantâneas para um carregamento progressivo, até a ruptura das peças. Nos ensaios de longa duração, foram feitas leituras das deformações e das flechas, para cargas de serviço, por um período de 120 dias. A seguir, estão descritos os protótipos utilizados na pesquisa, assim como os carregamentos e os instrumentos de medição.

3.3.1 - Descrição dos Protótipos

-Vigas

As vigas foram confeccionadas com as seguintes dimensões: 3,00 m de comprimento e seção transversal de (0,10 m x 0,25 m). A armadura inferior tracionada constou de duas barras de 10.0 mm de diâmetro e a armadura superior de distribuição de duas barras de 5.0 mm. Esta armadura foi calculada segundo a NBR 6118, de modo que a viga trabalhasse na condição normalmente armada (Ver Anexo 1). Os estribos foram de 5.0 mm de diâmetro, espaçados de 15 cm. A disposição das armaduras está apresentada na Figura 3.3.

Foram confeccionadas um total de 04 vigas, sendo 02 de concreto laterítico, 01 de concreto calcário e 01 de concreto granítico. A Tabela 3.2 mostra os tipos de ensaios realizados nas vigas.

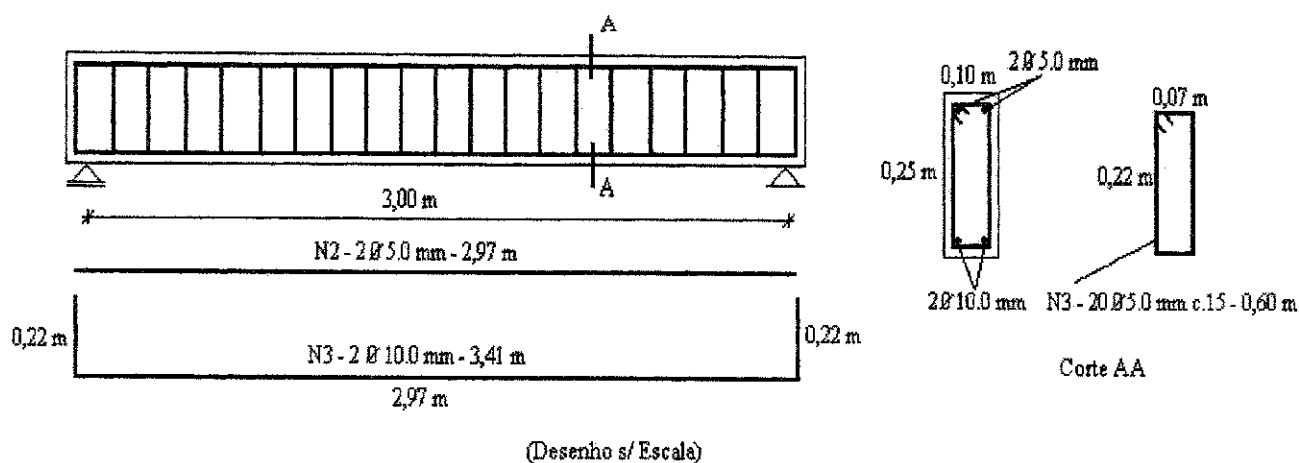


Figura 3.3 - Detalhe das Armaduras das Vigas Ensaaiadas

Tabela 3.2 - Ensaios Realizados nas Vigas

Tipo de agregado	n ^o de vigas	Denominação	Tipo de ensaio
Laterítico	02	VL 01	Longa duração
		VL 02	Curta duração
Calcário	01	VC 01	Curta duração
Granítico	01	VG 01	Longa duração
Total	04		

-Lajes

Para confecção de cada laje pré-moldada, foram utilizadas três nervuras. Nestas nervuras, a armadura inferior tracionada era constituída de três barras de 6.3 mm de diâmetro e a armadura superior de distribuição de uma barra de 3.4 mm. Como estribos, foi utilizado arame galvanizado

n^o 18, espaçados de 30 cm. Esta ferragem foi calculada de acordo com a NBR 6119 (ABNT, 1980) e a NBR 9062 (ABNT, 1985) (Ver Anexo 1). Para preencher os espaços entre as nervuras, utilizaram-se blocos cerâmicos furados, adquiridos no comércio local para uso em lajes de piso (Figura 3.4).

Na parte superior da laje foi executado um capeamento de 3 cm de espessura, utilizando-se o mesmo agregado empregado na confecção das nervuras.

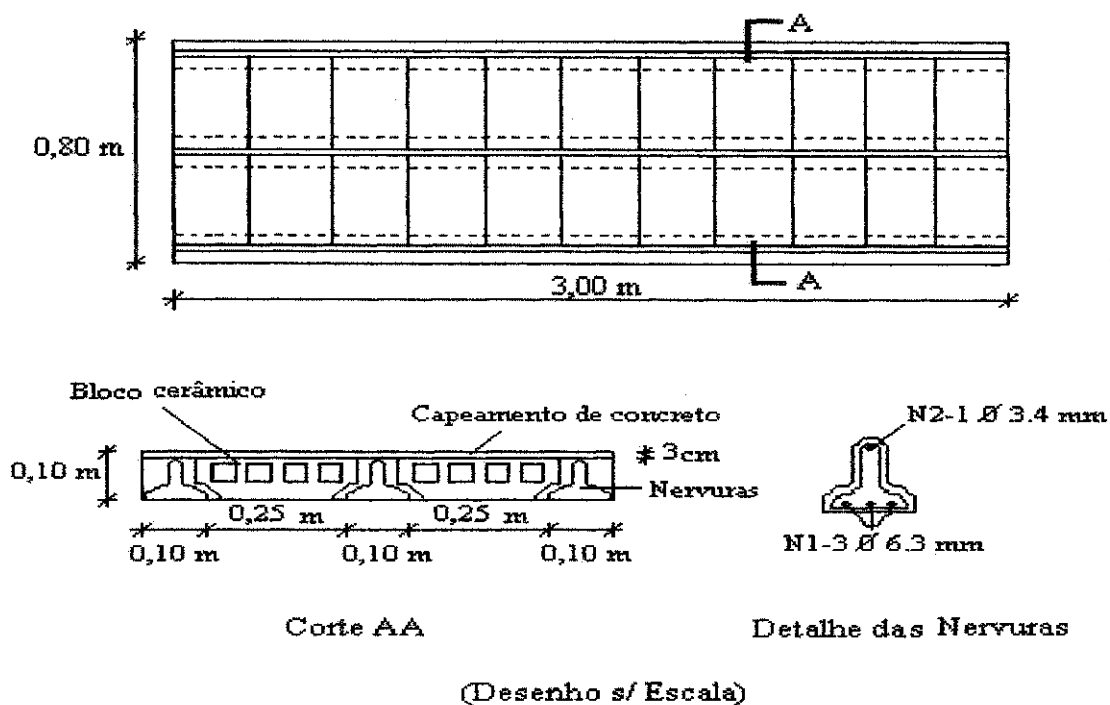


Figura 3.4 - Detalhe das Lajes Pré-Moldadas

Foram confeccionados três tipos de nervuras, diferindo apenas o agregado graúdo utilizado. Assim, confeccionou-se nervuras com agregado laterítico, calcário e granítico, executando-se um total de 05 lajes para realização dos ensaios, conforme está ilustrado na Tabela 3.3.

Todas as lajes e vigas foram confeccionadas utilizando-se as mesmas dimensões, as mesmas taxas de armadura e o mesmo traço. O diâmetro máximo do agregado graúdo para as vigas foi de 25 mm, correspondendo a brita 25, enquanto que para as lajes o diâmetro máximo utilizado foi de 19 mm, ou seja, brita 19. A escolha destes diâmetros foi baseada nas dimensões mínimas das peças, de acordo com a NBR 6118.

Tabela 3.3 - Ensaio Realizados nas Lajes Pré-Moldadas

Tipo de agregado	n ^o de lajes	Denominação	Tipo de ensaio
Laterítico	02	LL 01	Longa duração
		LL 02	Curta duração
Calcário	01	LC 01	Curta duração
Granítico	02	LG 01	Longa duração
		LG 02	Curta duração
Total	05		

3.3.2 - Carregamento dos Protótipos

O carregamento dos protótipos foi realizado da seguinte forma:

-Vigas

Nas vigas, o modelo de aplicação de carga escolhido está indicado na Figura 3.5. O mesmo tem a vantagem de apresentar flexão pura entre as cargas e flexão simples nas extremidades.

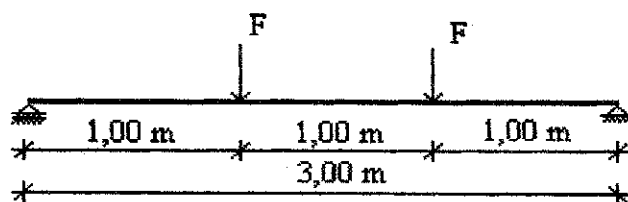


Figura 3.5 - Esquema de Aplicação das Cargas nas Vigas

Nos ensaios de curta duração o carregamento foi aplicado através de um macaco hidráulico, SM - 3026 - WOLPERT - AMSLER, associado a um painel de comando com indicador analógico (Figura 3.6). Antes do início de cada ensaio foi aplicada uma carga de acomodação de 5 kN, durante 3 minutos. A seguir, a carga era aliviada e iniciavam-se os incrementos das cargas e as respectivas leituras das deformações, nos strain-gages, e das flechas, nos deflectômetros.

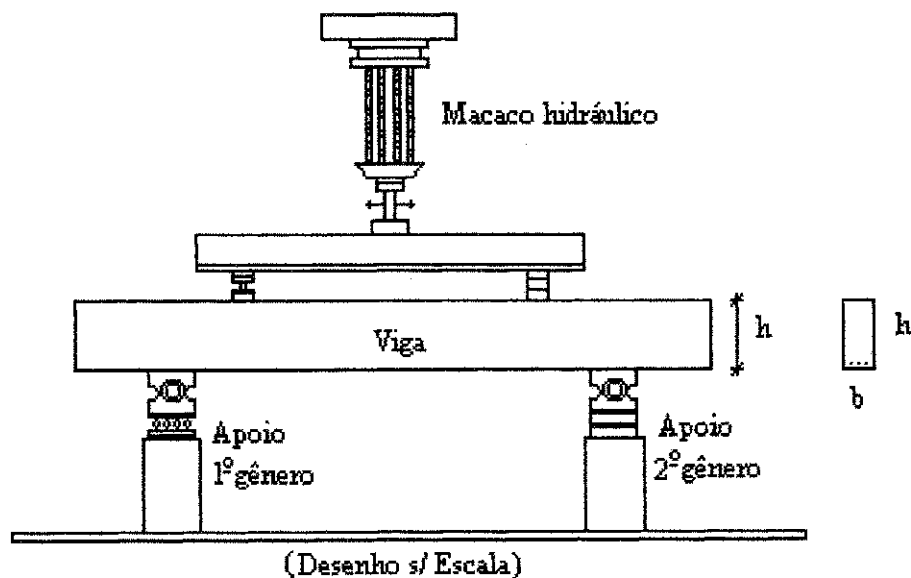


Figura 3.6 - Ensaio de Curta Duração das Vigas

Para o ensaio de longa duração das vigas, obteve-se o carregamento com duas cargas concentradas em cada viga, com 7 kN cada, obtidas a partir de um carregamento distribuído sobre um estrado de madeira. Utilizaram-se blocos de concreto medindo (0,20 m x 0,20 m x 0,60 m) e pesando 0,58 kN, cada. As vigas granítica e laterítica foram dispostas paralelamente, conforme esquema mostrado na Figura 3.7.

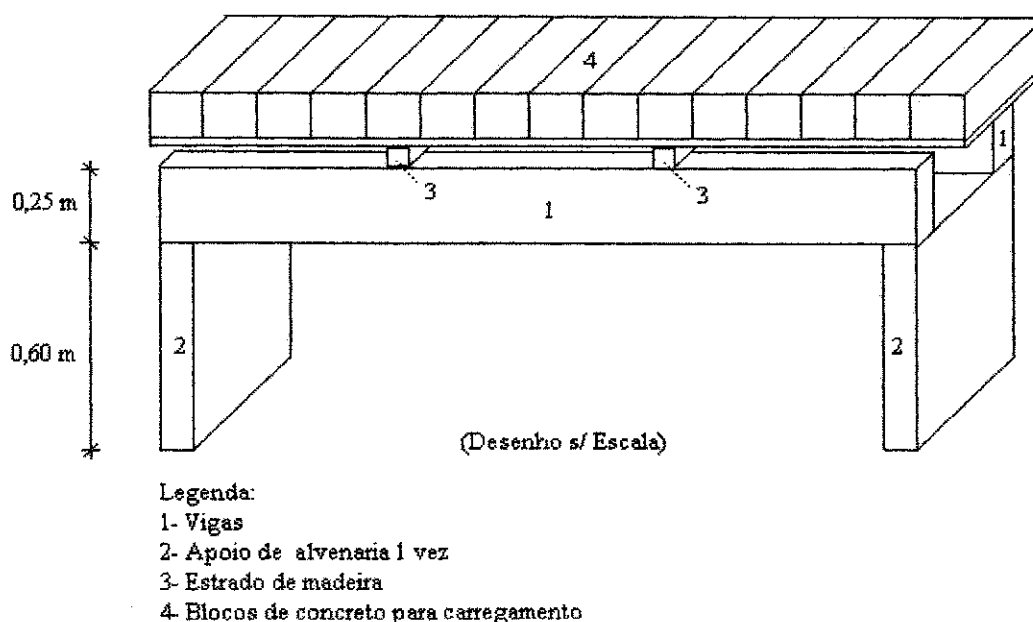


Figura 3.7 - Ensaio de Longa Duração das Vigas

-Lajes

Nas lajes o carregamento foi aplicado de modo a simular uma carga uniformemente distribuída sobre sua superfície. Nos ensaios de curta duração, os incrementos de carga sobre a laje foram de $2,42 \text{ kN/m}^2$. Este valor foi obtido aplicando-se 10 blocos de concreto, idênticos aos utilizados nos ensaios das vigas, que distribuídos na área de $2,4 \text{ m}^2$ da laje, gerava a carga

distribuída acima referida. A cada nova etapa de carregamento eram feitas as determinações das flechas e das deformações no concreto e no aço, até a ruptura das lajes (Figura 3.8).

Para as lajes ensaiadas ao longo do tempo, foram aplicados 12 sacos de brita, de 0,50 kN, cada, gerando uma carga distribuída de $2,50 \text{ kN/m}^2$. Este carregamento foi escolhido baseado nas sobrecargas usuais para lajes de residência (NBR 6118) (Figura 3.8).

3.3.3 - Instrumentação dos Protótipos

Foram instalados nas vigas e lajes instrumentos para determinação das flechas e das deformações no concreto e na armadura. A Tabela 3.4 mostra as características dos instrumentos utilizados.

Tabela 3.4 - Instrumentos de Medição

Instrumentos	Determinação	Sensibilidade	Localização
Deflectômetros Mecânicos	Flechas Instantâneas e ao longo do tempo	10^{-2} mm	Parte inferior da vigas e lajes
Extensômetros Elétricos (Strain-Gages)	Deformação no concreto Deformação na armadura	$10^{-6} \mu/\mu$	Colado na face superior do concreto Colado na armadura tracionada

A colocação dos instrumentos nas peças foi feita da seguinte forma:

- Vigas

a) ensaio de curta duração:

Deflectômetro: um no centro (em $l/2$) e os outros dois em baixo das cargas concentradas

Strain-gages: um colado no concreto e dois no centro das barras de 10.0 mm

b) ensaio de longa duração

Deflectômetro: um no centro (em $l/2$)

Strain-gages: um colado no concreto e um no centro das barras de 10.0 mm.

- Lajes

a) ensaio de curta duração:

Deflectômetro: um no centro (em $l/2$), um no lado direito e outro no lado esquerdo (em $l/4$)

Strain-gages: dois colados no concreto (em $l/2$ e em $l/4$) e um na barra intermediária da nervura central

b) ensaio de longa duração:

Deflectômetro: um no centro e outro no lado direito

Strain-gages: dois colados no concreto e um na barra intermediária da nervura central

Para melhor visualização, a Figura 3.8 mostra os esquemas de colocação destes instrumentos nas vigas e lajes ensaiadas.

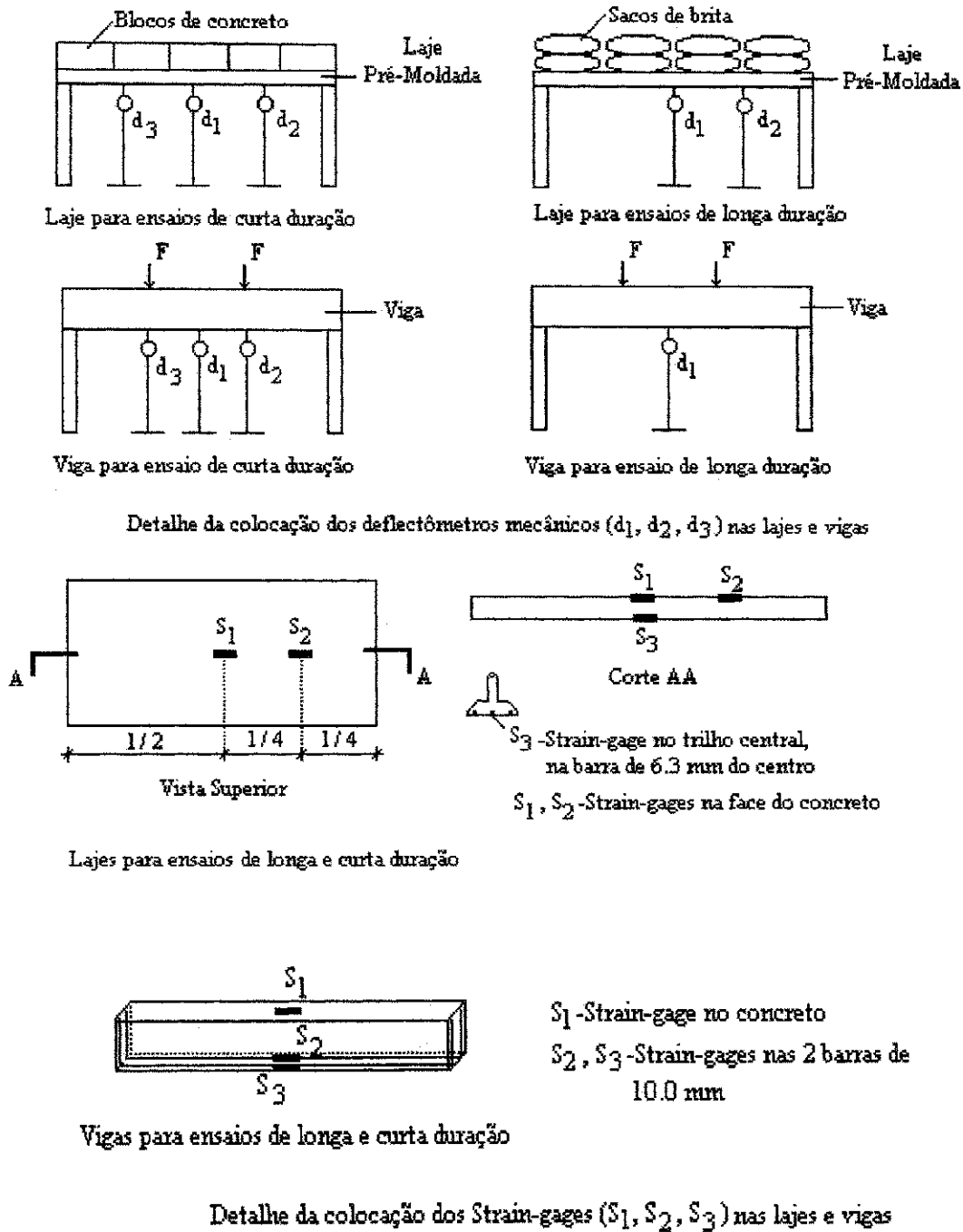


Figura 3.8 - Disposição dos Instrumentos de Medição nas Lajes e Vigas Ensaaiadas

CAPÍTULO 4

COMPORTAMENTO DE LAJES E VIGAS DE CONCRETO ARMADO - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

4.1 - Introdução

Este capítulo apresentará os tópicos referentes ao embasamento teórico necessário à realização desta pesquisa. Serão abordados os seguintes tópicos:

- ° Comportamento de Vigas de Concreto Submetidas à Flexão
- ° Comportamento de Lajes de Concreto Armado Apoiadas numa Direção
- ° Critérios para Verificação da Segurança das Estruturas de Concreto Armado
- ° Dimensionamento das Estruturas de Concreto Armado
- ° Deformabilidade do Concreto

4.2 - Comportamento de Vigas de Concreto Armado Submetidas à Flexão

O estudo da flexão em vigas de concreto armado bi-apoiadas, submetidas a duas cargas concentradas simétricas, conhecido como Ensaio de Stuttgart, consiste em observar o comportamento das vigas, quando as cargas são gradativamente aumentadas até que ocorra a

ruptura. Este ensaio, apresenta a vantagem de permitir, numa mesma peça, a observação da flexão pura (sem cisalhamento), no trecho entre as cargas, e da flexão simples (com cisalhamento), nos trechos entre os apoios e as cargas, conforme mostrado na Figura 4.1, respectivamente nos trechos AB e CD.

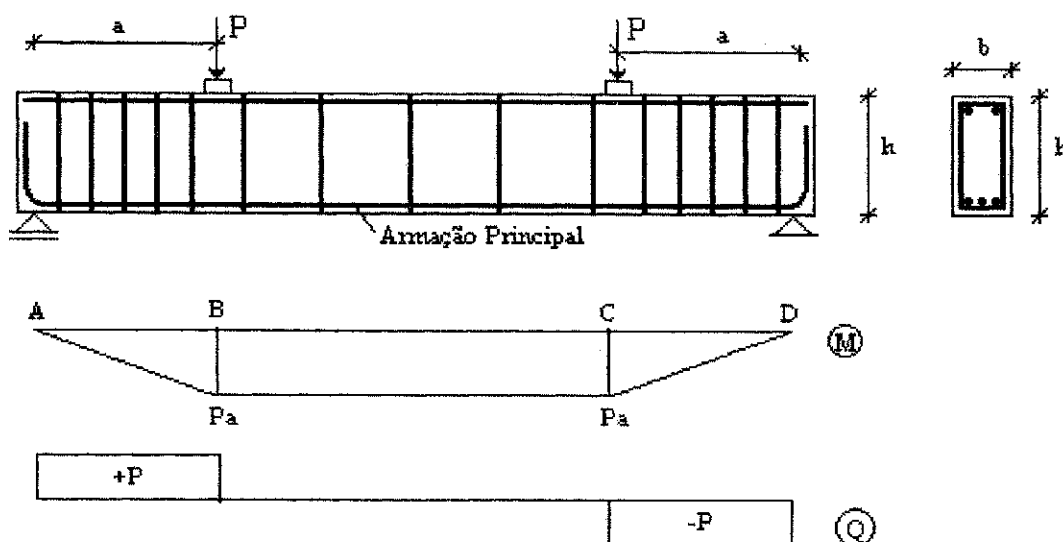


Figura 4.1 - Viga Bi-Apoiada Utilizada nos Ensaio de Stuttgart

Durante a realização do ensaio a viga passa por três fases distintas denominadas de estádios I, II e III.

4.2.1 - Análise da Viga na Fase do Estádio I

Corresponde ao início do ensaio, onde as solicitações são pequenas. Enquanto a tensão de tração σ_i nas fibras inferiores da viga, não atingir o valor da resistência à tração na flexão do concreto (f_{ctM}), não ocorrem fissuras e o concreto funciona como material homogêneo, com seção resistente plena (Sussekind, 1980), sendo capaz de absorver sozinho os esforços de tração. Segundo

o Código Modelo do CEB-FIP (1978), o valor máximo da carga, para o qual não há fissuração, é obtido por:

$$\sigma_i = \frac{M}{W} = f_{ctm} \quad \text{Equação 4.1}$$

$$f_{ctm} = \frac{P_r \cdot a}{\frac{b \cdot h^2}{6}} \quad \therefore \quad \text{Equação 4.2}$$

$$P_r = \frac{b \cdot h^2}{6 \cdot a} \cdot f_{ctm} \quad , \text{ com:} \quad \text{Equação 4.3}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \left[0,6 + \frac{0,4}{\sqrt[4]{h(m)}} \right] , \quad \text{Equação 4.4}$$

Sendo:

σ_i - tensão de tração nas fibras inferiores, kN/cm²

W - momento resistente da seção de concreto, cm³

M - momento atuante, kN.cm

P_r - carga de fissuração, kN

f_{ctM} - resistência à tração na flexão do concreto, MPa

f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão, MPa

Normalmente, os valores experimentais de P_r são um pouco superiores aos obtidos na equação 4.3, devido a ocorrência da retração, a existência da armadura inferior e de algumas plastificações localizadas, que aumentam o valor do momento resistente (W) (Sussekind, 1980).

A Figura 4.2 mostra as trajetórias das tensões principais no estágio I.

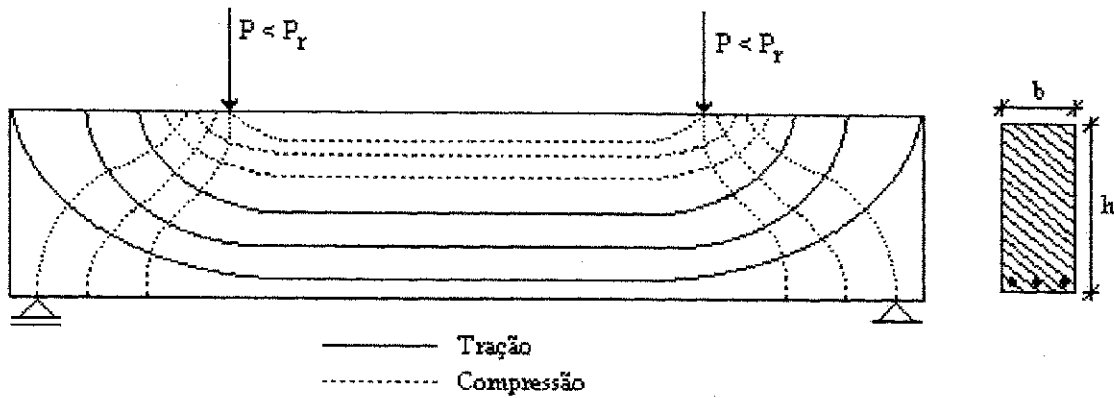


Figura 4.2 - Trajetória das Tensões Principais - Estádio I

4.2.2 - Análise da Viga Durante a Fase do Estádio II

Quando o valor de P_r é ultrapassado, surgem as primeiras fissuras de flexão, perpendiculares às trajetórias de tensões de tração, no trecho entre as cargas, indo até as proximidades da linha neutra, caracterizando o estágio II.

No início deste estágio, os trechos entre os apoios e as cargas ainda permanecem no estágio I, uma vez que a condição, $\sigma_1 < f_{ctM}$, ainda é satisfeita (Figura 4.3).

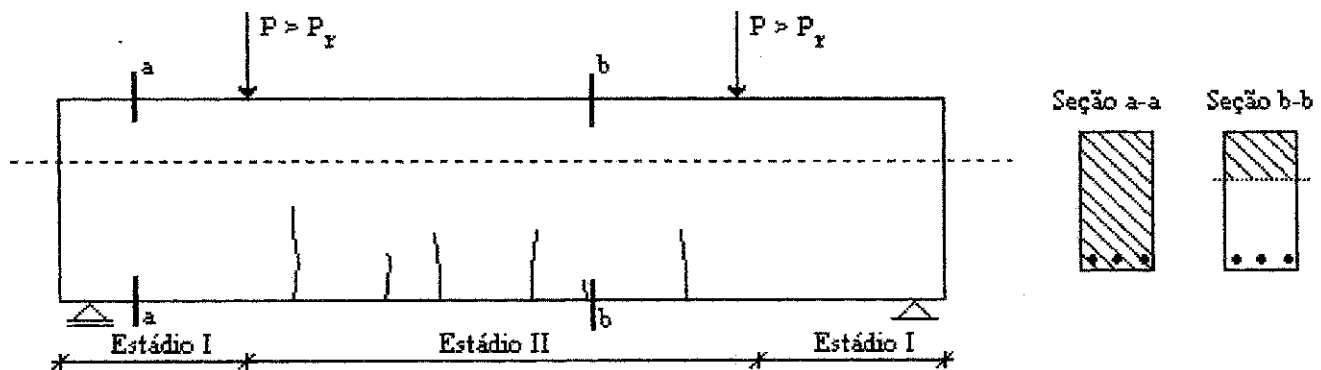


Figura 4.3 - Aparecimento das Primeiras Fissuras

Continuando o aumento das cargas, surgem fissuras também nos trechos entre as cargas e os apoios, com exceção de regiões muito pequenas, vizinhas aos apoios. As fissuras nesse trecho, não são mais verticais, embora permaneçam perpendiculares às tensões principais de tração.

Pouco antes da ruptura da viga, sua configuração fissurada e a parte útil da seção transversal do trecho central, é a indicada na Figura 4.4. Os trechos vizinhos aos apoios ainda obedecem à condição $\sigma_i < f_{ctM}$, não apresentando fissuras.

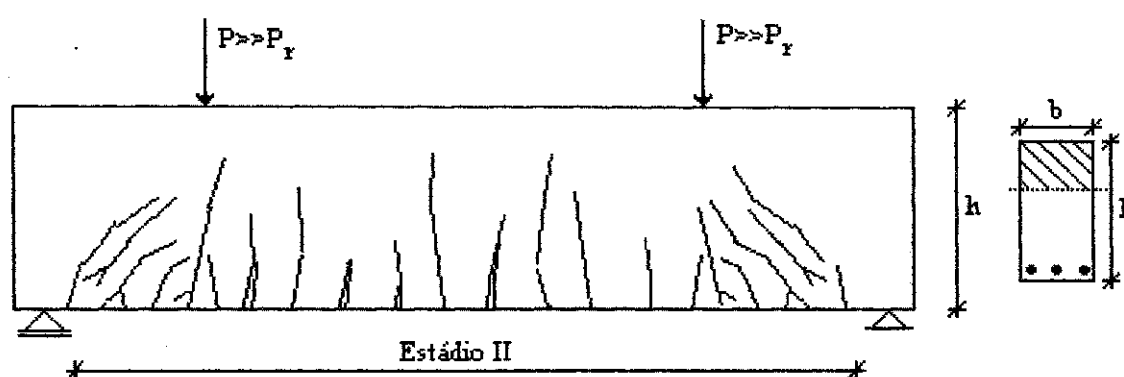


Figura 4.4 - Fissuração Pouco Antes da Ruptura

4.2.3 - Análise da Viga Durante a Fase do Estádio III

Corresponde à fase de ruptura final, também denominada “estádio limite último”. O concreto encontra-se na fase plástica, não obedecendo à lei de Hooke, e/ou o aço atinge o limite de escoamento.

Neste estágio são possíveis os seguintes tipos de rupturas:

- Ruptura por flexão

Caracteriza-se pelo esgotamento das fibras comprimidas de concreto (Figura 4.5, região A) em decorrência de grandes acréscimos de deformação nas fibras tracionadas que repercutem na zona

comprimida (peças subarmadas) ou, por deficiência de dimensionamento do concreto (peças superarmadas).

- Ruptura de cisalhamento por tração

É o tipo mais comum de ruptura por cisalhamento, resultante da deficiência de armadura transversal, responsável pela absorção dos esforços cortantes. Esta ruptura tende a dividir a peça em duas partes, conforme mostra a Figura 4.5, zona B.

- Ruptura de cisalhamento por compressão

No caso da armadura de cisalhamento ser insuficiente, além da ruptura de tração, pode ocorrer uma ruptura por compressão das fibras superiores. Esta ruptura acontece porque, sendo insuficiente a armadura de cisalhamento, o aço atinge seu limite de escoamento, provocando intensa fissuração no concreto ao longo de seu comprimento. Estas fissuras penetram na região comprimida pela flexão que, assim debilitada, pode entrar em ruptura por esmagamento do concreto, apesar da seção apresentar momento fletor inferior ao que atua no meio do vão, conforme mostra a Figura 4.5, zona C.

- Ruptura por ancoragem deficiente da armadura principal sobre o apoio

Este tipo de ruptura é provocado pelo deslizamento da armadura longitudinal, levando a peça bruscamente ao colapso (Figura 4.5, zona D). Pode ser evitada se as armaduras longitudinais forem convenientemente ancoradas.

- Ruptura por cisalhamento, por esmagamento da biela comprimida

Ocorre no caso de vigas com larguras reduzidas face ao estado de tensões atuantes. Assim, as tensões principais de compressão, podem atingir valores incompatíveis com a capacidade resistente do concreto à compressão, quando solicitado simultaneamente por tração perpendicular. Tem-se, então, uma ruptura por esmagamento do concreto, esquematizada na Figura 4.5, zona E.

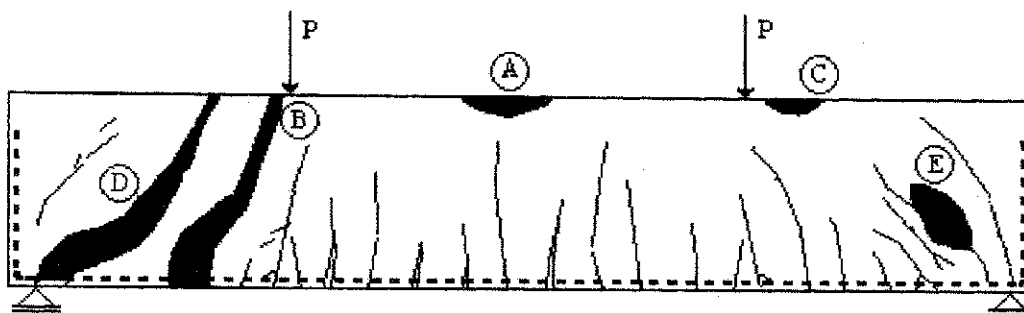


Figura 4.5 - Tipos de Ruptura Possíveis em uma Viga Bi-Apoiada Submetida à Flexão

4.3 - Comportamento de Lajes de Concreto Armado Apoiadas numa Direção

As lajes apoiadas numa direção, submetidas à uma carga uniformemente distribuída, apresentam momentos fletores, nesta direção, iguais aos de um conjunto de vigas simplesmente justapostas, já que na outra direção não surgem flechas diferenciadas, exceto nos bordos livres. Assim, uma laje apoiada em uma direção, com largura b , pode ser dimensionada como se fosse uma viga retangular de largura unitária.

Ao contrário das vigas simplesmente justapostas, no caso de uma laje, a dilatação transversal do concreto, ou seja, a deformação livre γ_{xy} é impedida (Figura 4.6). Isso provoca tensões e, por conseguinte, momentos ($m_y = v \cdot m_x$), implicando flechas menores para lajes apoiadas numa direção do que para vigas. No entanto, de acordo com Leonhardt (1977), como estes momentos são pequenos em relação aos momentos na direção x , na ruptura por flexão das lajes armadas numa direção, vale o mesmo que para as vigas.

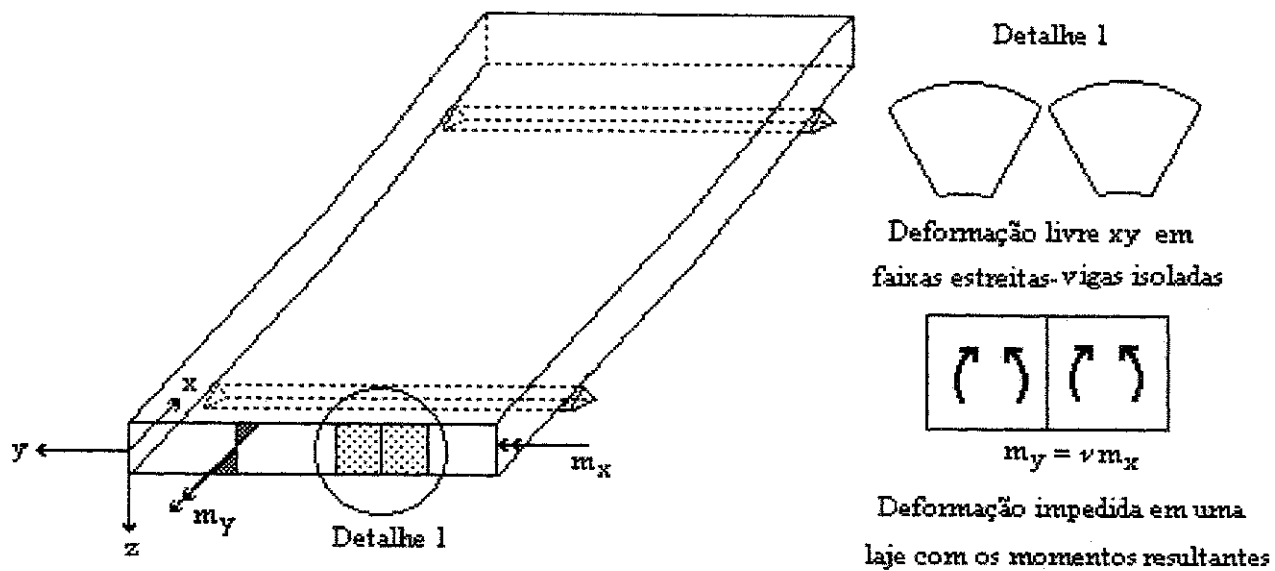


Figura 4.6 - Momentos Fletores m_x e m_y para uma Laje Apoiada Numa Direção Submetida a um Carregamento Uniforme

Nos casos em que as lajes são submetidas a carregamento não uniforme ou à cargas concentradas, além dos momentos m_x , na direção dos apoios, surgem também momentos transversais m_y e as respectivas deformações (Figura 4.7), sendo necessário adotar armadura mínima nesta direção.

A possibilidade de ruptura por força cortante em lajes é pequena, sendo na maioria das vezes, desnecessária armadura de cisalhamento.

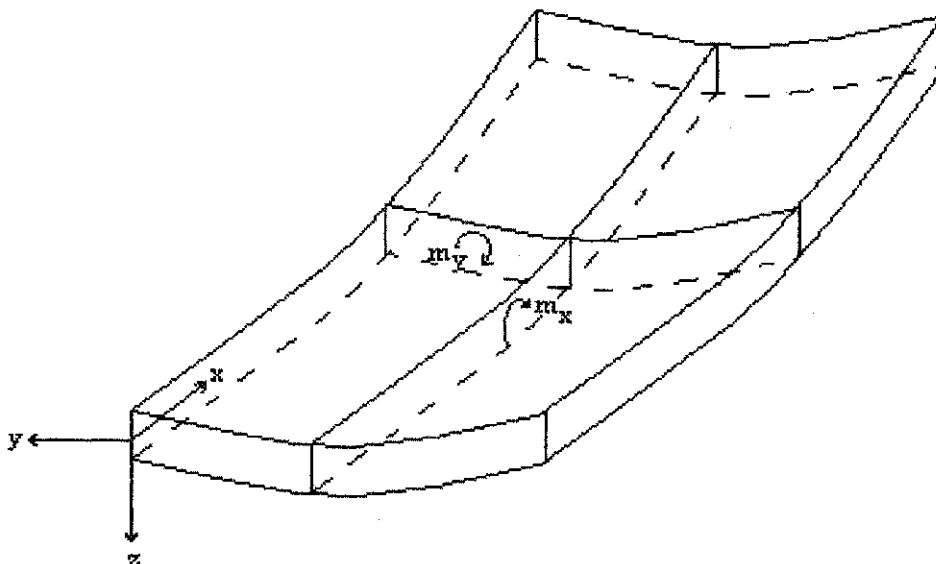


Figura 4.7 - Curvaturas de uma Laje Armada Numa Direção Submetida a um Carregamento Não-Uniforme

4.4 - Critérios para Verificação da Segurança das Estruturas de Concreto Armado

4.4.1- Estados Limites

As estruturas de concreto armado, no seu conjunto ou em parte, devem resistir, com certa margem de segurança, às solicitações oriundas de carregamentos aplicados ou de deformações impostas, para as quais foram projetadas, durante o período de construção e de toda sua vida útil. Além disso, não devem apresentar deformações excessivas, que comprometam seu conforto, ou grau de fissuração indesejável que, por facilitar a corrosão, venha a diminuir sua durabilidade.

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 1984), denominam-se estados limites, aqueles estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. Estes estados limites estão divididos em duas categorias:

4.4.1.1- Estados Limites Últimos

Os estados limites últimos correspondem ao esgotamento da capacidade de suporte da estrutura, no todo ou em parte, deixando de apresentar características exigíveis à sua utilização. Estão relacionados à segurança da estrutura e independem da função a que se destina.

As principais causas que podem levar a estrutura a um estado limite último são (NBR 8681):

- perda de estabilidade da estrutura, no todo ou em parte
- ruptura de seções críticas
- instabilidade por deformação
- deterioração por fadiga
- ressonância
- deformações elásticas ou plásticas, deformação lenta e fissuração que provoquem uma mudança na geometria da estrutura, exigindo sua substituição
- ação do fogo
- explosões, etc.

4.4.1.2- Estados Limites de Utilização

Estados que por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura (NBR 8681).

Podem ter origem nas seguintes causas (NBR 8681):

- deformação excessiva
- fissuração prematura ou excessiva
- vibrações intoleráveis
- corrosão no concreto ou no aço
- penetração de água ou umidade, etc.

Segundo a NBR 8681 (1984), no seu item 4.1.22, os estados limites de utilização decorrem de ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza:

- a) combinações quase - permanentes, combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura;
- b) combinações frequentes, combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura;
- c) combinações raras, combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

4.4.2- Ações a Considerar

Conforme definição constante na NBR 8681 (1984), ações são as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas, classificando-se em:

- ações permanentes
- ações variáveis
- ações excepcionais

4.4.2.1- Ações Permanentes

São aquelas que podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Compreendem, entre outras:

- peso próprio dos elementos de construção
- cargas provenientes do peso do revestimento, das paredes, dos enchimentos, etc
- deformações impostas, isto é, as provocadas por fluência e retração do concreto, variações de temperatura e recalques de apoios.

4.4.2.2- Ações Variáveis

São as ações de caráter transitório, compreendendo entre outros:

- as sobrecargas de utilização
- efeito do vento
- as cargas móveis, no caso de pontes

4.4.2.3- Ações Excepcionais

São aquelas cujas ocorrência se dá em circunstâncias anormais. Compreendem os choques de objetos móveis, as explosões, os efeitos naturais pouco frequentes como enchentes catastróficas e sismo, incêndios, entre outros.

4.4.3- Verificação da Segurança

A determinação da segurança consiste em verificar que, em todos os estados limites (estados limites últimos e estados limites de utilização), os efeitos das ações ou solicitações de cálculo são, no máximo, iguais aos valores que permitem alcançar as resistências de cálculo dos materiais.

Nos cálculos das estruturas utilizam-se grandezas cujos valores apresentam grande margem de incerteza. Tanto a resistência dos materiais, como os valores das cargas, como os demais fatores, apresentam valores aleatórios cuja quantificação, qualquer que seja ela, está sempre associada a probabilidade de ser superada, conforme citado por Montoya (1979).

Diante da impossibilidade de se proceder um dimensionamento e de se verificar a segurança das estruturas, baseada exclusivamente na complexa teoria da probabilidade, o Código Modelo do CEB-FIP (1978) adota o seguinte processo simplificado para o cálculo das peças de concreto armado, tomando como conceitos fundamentais: 1) valores característicos; 2) incertezas de cálculo estrutural e 3) verificação da condição de que os valores de cálculo das resistências sejam superiores aos das ações. A saber:

1) Adotam-se valores característicos para as resistências dos materiais (f_k) e para as ações atuantes (F_k), a fim de cobrir as incertezas devido a execução e controle da obra.

Valores característicos são aqueles que apresentam uma probabilidade pré-fixada de não serem ultrapassados no sentido desfavorável. São subdivididos em:

- Valores Característicos dos Materiais

Para as resistências dos materiais, admite-se uma distribuição normal, sendo o valor característico definido pela expressão (NBR6118):

$$f_k = f_m - 1,65 \cdot s,$$

Equação 4.5

correspondente ao quantil de 5% da referida distribuição. O valor de s depende do controle adotado na obra:

$s = 0,40 \text{ kN/cm}^2$, para controle rigoroso: materiais medidos em peso, umidade dos agregados controlada frequentemente por método preciso

$s = 0,55 \text{ kN/cm}^2$, para controle razoável: agregados medidos em volume e cimento em peso, umidade dos agregados controlada frequentemente por método preciso

$s = 0,70 \text{ kN/cm}^2$, para controle regular: agregados medidos em volume e cimento em peso, umidade dos agregados simplesmente estimada

- Valores Característicos das Ações

Para as ações, quando se dispuser de dados estatísticos relativos à sua distribuição, o valor característico será dado por:

$$F_k = F_m(1 \pm \%) \quad \text{Equação 4.6}$$

sendo % obtido para o quantil de 5%. Não se dispondo destes dados, o valor da ação será o valor nominal fixado por norma.

2) Cobrir os demais elementos de incerteza existentes no cálculo estrutural (erro de geometria, erro na avaliação das ações atuantes, diferenças entre valores calculados e reais, etc.), transformando os valores característicos em valores de cálculo.

- Valores de Cálculo das Resistências

Os valores de cálculo das resistências (f_d), são obtidos pela divisão de suas resistências características por um coeficiente (γ_m):

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad \text{Equação 4.7}$$

O coeficiente γ_m é denominado coeficiente de minoração da resistência do material, e vale (NBR 6118):

- para o concreto (γ_c):

$$\gamma_c = 1,40 \quad (\text{em geral})$$

$$\gamma_c = 1,30 \quad (\text{para peças pré-moldadas fabricadas em usinas, com controle rigoroso})$$

$$\gamma_c = 1,50 \quad (\text{para peças executadas em condições desfavoráveis})$$

- para o aço (γ_s):

$$\gamma_s = 1,15 \quad (\text{em geral})$$

$$\gamma_s = 1,25 \quad (\text{quando não for feito controle de qualidade do aço})$$

- Valores de Cálculo das Solicitações

Segundo a NBR 7187 (1987), as solicitações atuantes de cálculo em cada estado limite são obtidas aplicando-se à estrutura combinações das ações características, alternadas por coeficientes de segurança γ_f . As combinações possíveis de ações devem ser estudadas de modo a produzir o efeito mais desfavorável na peça ou seção considerada. Por esta razão, os coeficientes γ_f podem ter dois valores, conforme a ação tenha efeito favorável ou desfavorável para o dimensionamento. Assim, a expressão fundamental das ações é a seguinte:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_p F_{pk} + \gamma_e F_{(cc+cs+te)k} + \gamma_q \sum \psi_i F_{qik} + \gamma_a \psi_a F_{ak} \quad \text{Equação 4.8}$$

Onde:

F_{gk} = peso próprio e demais ações permanentes, excetuando-se a força de protensão

F_{pk} = força de protensão

F_{qk} = ações variáveis

F_{ak} = ações excepcionais

$F_{(cc+cs+te)k}$ = ações devido a retração, fluência e variação de temperatura

• Combinações de Ações nos Estados Limites Últimos

As combinações de ações nos estados limites últimos devem corresponder às seguintes combinações:

a) Situações Normais

$$F_d = \begin{cases} 1,35 \\ 1,00 \end{cases} F_{gk} + \begin{cases} 1,20 \\ 0,90 \end{cases} F_{pk} + 1,0 F_{(cc+cs+te)k} + \begin{cases} 1,50 \\ 0 \end{cases} F_{q1k} + \begin{cases} 1,50 \\ 0 \end{cases} 0,5 \sum F_{qik} \quad \text{Equação 4.9}$$

Nesta equação, os valores de γ_f na parte superior da chave deve ser usado quando a ação for desfavorável e os valores na parte inferior, quando a ação provocar efeitos favoráveis.

Em cada caso, uma das ações variáveis é escolhida como básica (F_{q1k}), sendo as demais representadas por $F_{qi k}$.

b) Situações Excepcionais

As ações de caráter excepcional somente são consideradas por determinação expressa do proprietário da obra, cabendo a este fixar seus valores característicos e os coeficientes γ_f e ψ para as combinações representativas destas situações.

• Combinações de Ações nos Estados Limites de Utilização

Consideram-se as seguintes combinações:

a) Combinação Rara

$$F_d = F_{gk} + F_{pk} + F_{q1k} + 0,7 \sum F_{qik} + F_{(cc+cs+te)k} \quad \text{Equação 4.10}$$

b) Combinação Frequente

$$F_d = F_{gk} + F_{pk} + F_{q1k} + 0,4 \sum F_{qik} + F_{(cc+cs+te)k} \quad \text{Equação 4.11}$$

c) Combinação Quase-Permanente

$$F_d = F_{gk} + F_{pk} + 0,4 \sum F_{qik} + F_{(cc+cs+te)k} \quad \text{Equação 4.12}$$

3) Verificar a segurança da estrutura, de modo que, nas diversas seções, os valores de cálculo das resistências sejam superiores aos valores de cálculo das solicitações mais críticas nela atuantes.

4.5 - Dimensionamento das Estruturas de Concreto Armado

4.5.1 - Estado Limite Último

Caracteriza-se pelo esgotamento resistente da estrutura, com o esmagamento do concreto e/ou escoamento do aço.

Segundo a NBR 6118 (1982), neste estado são admitidas as seguintes hipóteses:

- Manutenção das seções transversais planas

Com esta hipótese, as deformações normais específicas são, em cada ponto, proporcionais à sua distância à linha neutra da seção

- Solidariedade entre os materiais

A deformação específica de uma barra de aço é igual a deformação específica do concreto que a envolve

- Encurtamentos últimos do concreto

Qualquer que seja a resistência do concreto, o encurtamento específico de ruptura vale:

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰ na flexão pura e}$$

$$\epsilon_{cu} = 2,0 \text{ ‰ na compressão axial}$$

- Alongamentos últimos nas armaduras

Nas peças de concreto armado o alongamento específico último da armadura tracionada (ϵ_{su}) é tomado como 10 ‰. Essa deformação corresponde a uma fissuração de 10 ‰, ou seja, uma fissura de 1 mm de abertura para cada 10 cm de comprimento da peça

- Diagrama de tensões parábola-retângulo

Admite-se que as tensões de compressão na seção transversal das peças submetidas à solicitações normais, tenham uma distribuição de acordo com o diagrama parábola-retângulo da Figura 4.8.

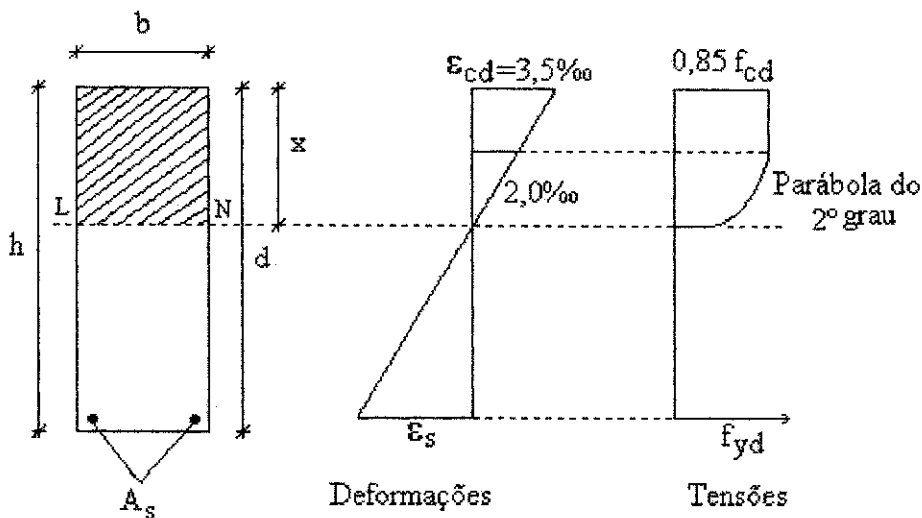


Figura 4.8 - Diagrama Parábola-Retângulo

O diagrama parábola-retângulo é composto por uma parábola do 2º grau, com vértice na fibra correspondente à deformação de 2‰ , prolongada por uma reta até a deformação de compressão de $3,5\text{‰}$. A ordenada máxima do diagrama corresponde a tensão de $0,85 f_{cd}$.

Admite-se, de modo geral, substituir este diagrama por outro simplificado, retangular, com altura igual a $0,8 x$ e largura igual a $0,85 f_{cd}$, no caso das seções retangulares e naquelas onde a largura da zona comprimida cresce à medida que se aproxima da borda comprimida, ou $0,80 f_{cd}$, caso contrário. Esta situação está mostrada na Figura 4.9.

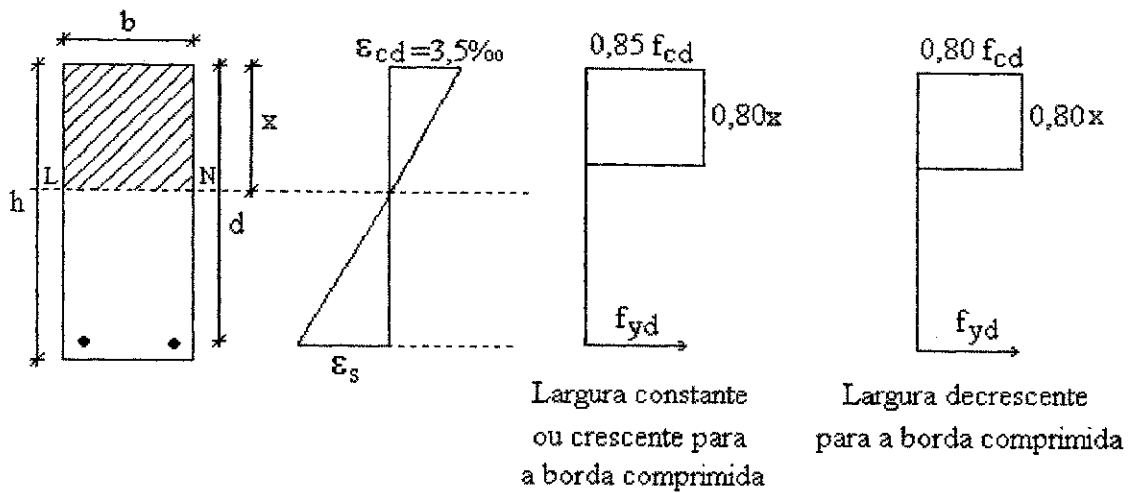


Figura 4.9 - Diagrama Simplificado

A NBR 6118 (1982) estabelece seis casos possíveis de estados limites últimos. Cada um deles corresponde a um domínio da Figura 4.10, denominada de diagrama de domínios (Fusco, 1981).

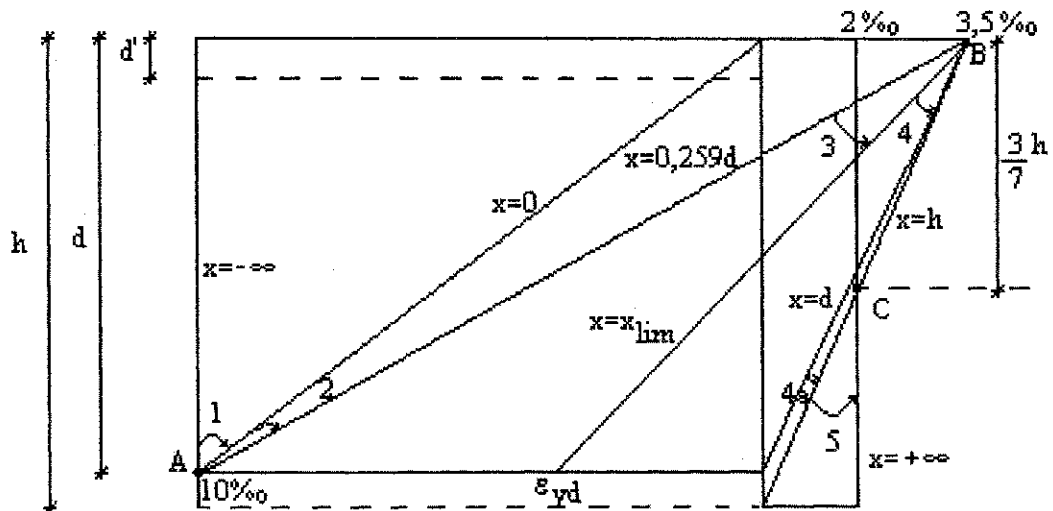


Figura 4.10 - Diagrama de Domínios

4.5.1.1- Domínio 1

Corresponde à tração simples ou composta, onde toda a seção encontra-se tracionada. As retas de deformação giram em torno do ponto A, $\epsilon_{sd} = 10 \text{ ‰}$. A profundidade da linha neutra (x) varia entre $x = -\infty$ e $x = 0$.

4.5.1.2- Domínio 2

Corresponde ao estado de flexão simples ou composta, sem o esmagamento do concreto. As retas de deformação continuam girando ao redor do ponto A ($\epsilon_{sd} = 10 \text{ ‰}$ e $\epsilon_{cd} < 3,5 \text{ ‰}$). A profundidade da linha neutra varia entre $x = 0$ e $x = 0,259 d$, obtido de acordo com a Figura 4.11 (Montoya, 1977 e Massaro, 1980).

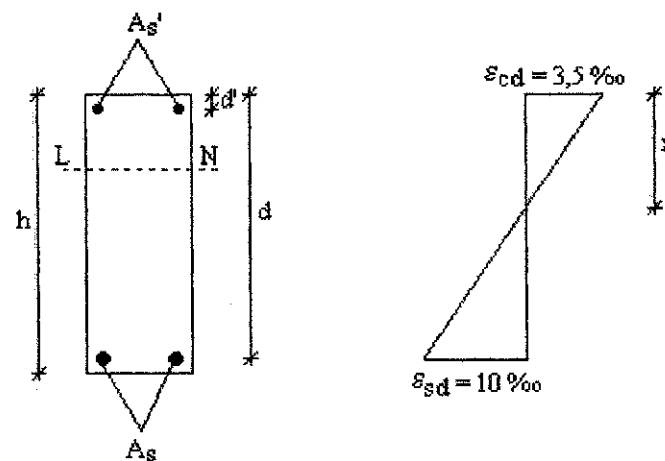


Figura 4.11 - Domínio 2

Por semelhança de triângulos:

$$\frac{3,5 \text{ ‰}}{x} = \frac{10 \text{ ‰}}{(d-x)}$$

$$x = 0,259 \cdot d$$

Equação 4.13

4.5.1.3- Domínio 3

Corresponde à flexão simples ou composta, onde as retas de deformação giram em torno do ponto B. O concreto atinge o esmagamento simultaneamente ao escoamento do aço ($\epsilon_{sd} = \epsilon_{yd}$ e $\epsilon_{cd} = 3,5 \text{ ‰}$). As peças que entram em ruptura neste domínio são ditas subarmadas. O valor de x varia entre $0,259 d$ e x_{lim} .

4.5.1.4- Domínio 4

Flexão simples ou composta onde as retas ainda giram em torno do ponto B. O concreto esmaga antes que o aço escoe ($\epsilon_{sd} < \epsilon_{yd}$ e $\epsilon_{cd} = 3,5 \text{ ‰}$). As peças que rompem neste domínio são ditas superarmadas, devendo, sempre que possível, serem evitadas por apresentarem ruptura frágil, não avisada. A posição da linha neutra varia entre $x = x_{lim}$ e $x = d$.

4.5.1.5- Domínio 4a

Flexão composta, onde todas as armaduras estão comprimidas, existindo apenas uma pequena zona de concreto tracionada. As retas de deformação continuam girando em torno do ponto B. A profundidade da linha neutra varia entre $x = d$ e $x = h$.

4.5.1.6- Domínio 5

Compressão simples ou composta, onde o aço e o concreto trabalham comprimidos. As retas de deformação giram ao redor do ponto C. Neste domínio, a posição da linha neutra varia entre $x = h$ e $x = +\infty$.

4.5.2 - Estados Limites de Utilização

Nestes estados são analisados os seguintes fatores:

-Estado limite de abertura de fissuras

Segundo a NBR 6118, item 4.2.2, a abertura máxima das fissuras é limitada a valores compatíveis com a durabilidade e a estética da obra, não devendo ultrapassar os seguintes valores:

- a) 0,1 mm para peças protegidas, em meio agressivo
- b) 0,2 mm para peças não protegidas, em meio não agressivo
- c) 0,3 mm para peças protegidas

- Estado de deformação excessiva

As deformações, nos estados limites de utilização, podem produzir efeitos desagradáveis tais como: flechas exageradas, vibrações perceptíveis etc. Assim, segundo a NBR 6118, item 4.2.3.1C, as lajes e vigas de uma estrutura deverão obedecer as seguintes limitações:

- As flechas medidas a partir do plano que contém os apoios, quando atuarem sobrecargas e cargas permanentes, não ultrapassarão $l/300$, exceto no caso de balanços para os quais não ultrapassarão $l/150$ (onde l é o comprimento efetivo do vão).

- Para os deslocamentos causados por cargas acidentais não será superior a $l/500$ e $l/250$, no caso dos balanços.

4.6 - Deformabilidade do Concreto

No concreto podem ocorrer dois tipos distintos de deformações:

- Deformação devido às variações das condições ambientes
- Deformação devido à ação de cargas externas

4.6.1 - Deformações Devido às Variações das Condições Ambientais

As deformações dependentes das variações ambientais são:

- Retração

A retração é a diminuição de volume com o tempo, devido à evaporação da água não consumida na reação química de pega do concreto

- Expansão

É o aumento de volume do concreto pela absorção de água em ambientes de alta umidade, ou dentro d'água.

As causas destas variações não elásticas estão na estrutura interna no concreto, mais precisamente, na matriz de argamassa (Figura 4.13):

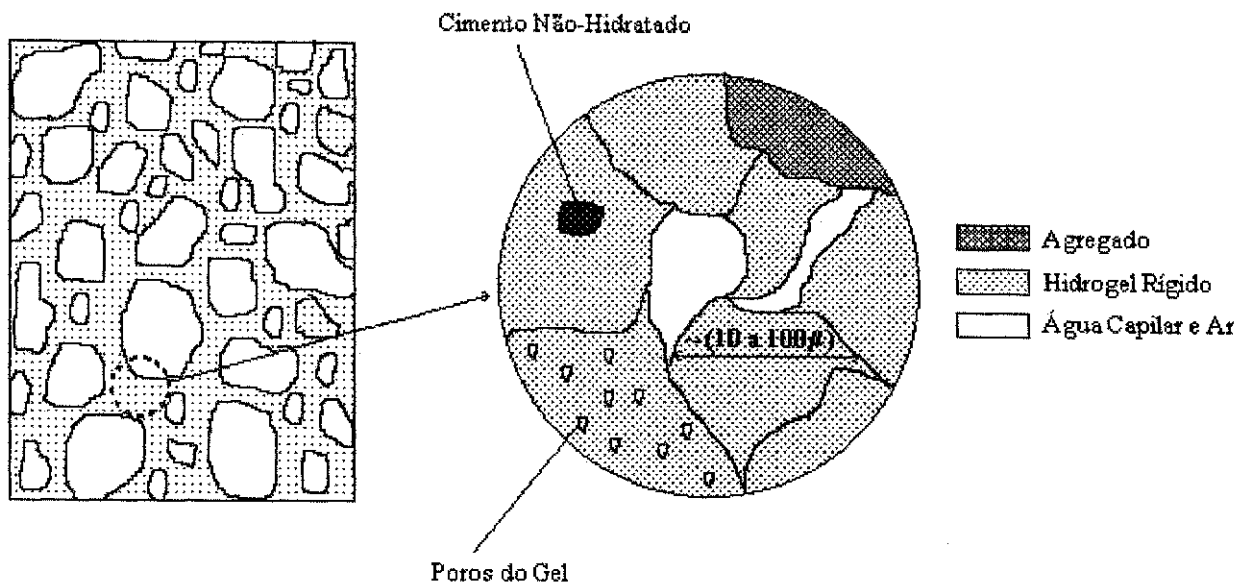


Figura 4.13 - Detalhe da Matriz de Argamassa do Concreto

A matriz de argamassa é a pasta de cimento endurecida que envolve os agregados. Seu elemento básico é o gel de cimento, uma massa coloidal, homogênea e de alta resistência, que se deposita nas partes maiores dos grãos de cimento, como as partículas de clínquer e os cristais de cálcio. A água contida no gel de cimento pode apresentar-se de várias maneiras: como água fixada quimicamente, como água coloidal nos poros do gel e como água livre, juntamente com o ar, nos capilares e macroporos (Fusco, 1976 e Leonhardt, 1977).

Assim, a retração ocorre com a contração da massa de gel, quando da evaporação da água não fixada quimicamente. Sua ocorrência independe das tensões atuantes, e sim, das tensões capilares, do tempo ou da idade do concreto e, principalmente, do clima, isto é, da temperatura e umidade relativa do ar. É um fenômeno parcialmente reversível, através da expansão que ocorre em peças colocadas dentro d'água ou em locais de alta umidade relativa do ar.

4.6.2 - Deformação Devido à Ação de Cargas Externas

- Deformação Imediata
- Deformação Lenta

4.6.2.1- Deformação Imediata

São as deformações que aparecem logo após à aplicação do carregamento, sendo caracterizadas pelo diagrama tensão-deformação, em ensaios de curta duração.

Esse diagrama tensão-deformação é sempre curvo para qualquer tipo de concreto, não possuindo um limite de proporcionalidade, isto é, um limite elástico, bem caracterizado, conforme apresentado na Figura 4.12.

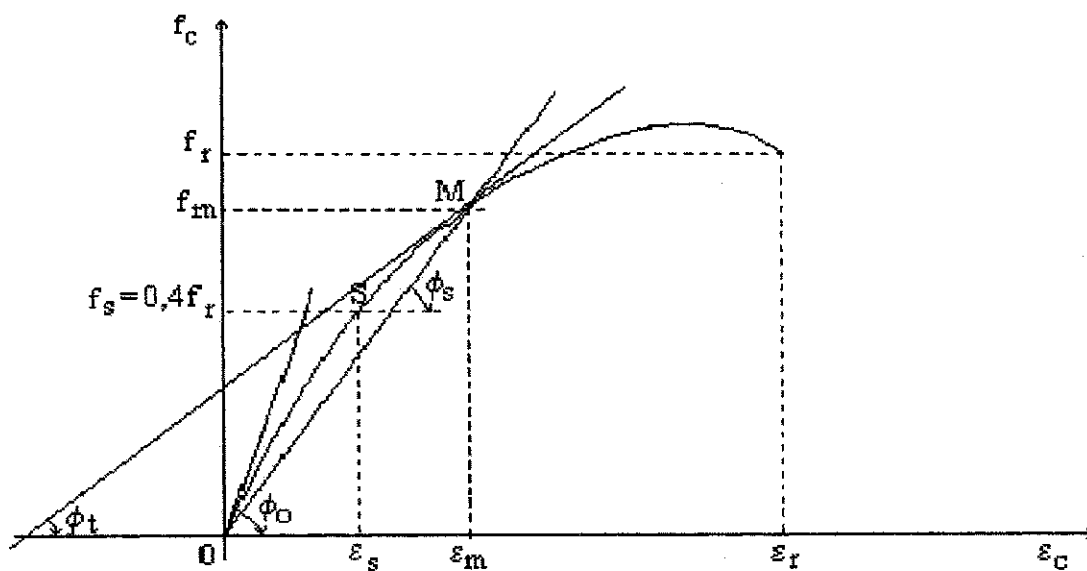


Figura 4.12 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto

Sendo o módulo de deformação longitudinal de um material a derivada de sua curva tensão-deformação no ponto considerado, pode-se determinar, de acordo com a Figura 4.12:

- Módulo de deformação tangente (E_t):

• no ponto M:

$$E_m = \text{tg} \phi_t = \left. \frac{df_c}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon=\varepsilon_m} \quad \text{Equação 4.14}$$

• na origem:

$$E_o = \text{tg} \phi_o = \left. \frac{df_c}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon=0} \quad \text{Equação 4.15}$$

O módulo tangente na origem é particularmente importante, já que os coeficientes de segurança, dos materiais e das cargas, fazem com que o concreto trabalhe com uma tensão inferior a 40 % da tensão de ruptura à compressão f_r . Nesta faixa, entre 0 e f_s , a inclinação da curva quase não varia, ou seja, o módulo de deformação tangente ao longo do trecho OS, pode ser considerado constante e igual ao módulo tangente na origem. Este, por sua vez, pode ser estimado em função da resistência média à compressão do concreto f_{cj} , através das equações:

- Para a NBR 6118 (1982)

$$E_o = 6.600 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad (\text{MPa}), \quad \text{Equação 4.16}$$

onde $f_{cj} \cong f_{ck} + 3,5 \text{ MPa}$

- Para o CEB (1990)

$$E_o = 2,15 \cdot 10^4 \alpha_\beta \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Equação 4.17}$$

Onde:

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

α_β = coeficiente que depende do tipo de agregado graúdo utilizado no concreto. Para o agregado granítico $\alpha_\beta = 1,0$.

- Módulo de deformação secante (E_{sec}):

O módulo de deformação secante de um ponto genérico M é dado por:

$$E_{sec} = t_g \phi_s = \left. \frac{df_c}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon=\varepsilon_m} \quad \text{Equação 4.18}$$

A utilização do módulo secante é de grande importância quando do cálculo das deformações para cargas de serviço. Segundo a NBR 6118, pode-se adotar para ele, 90 % do valor do módulo tangente na origem obtido pela Equação 4.16, ou seja:

$$E_{sec} = 5,940 \sqrt{f_{c_j}} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Equação 4.19}$$

4.6.2.2 - Deformação Lenta

Deformação lenta é o aumento de deformação com o tempo, sob ação de cargas ou tensões permanentes. Assim como na retração, a deformação lenta está intimamente relacionada à matriz de argamassa. Neste caso, a água não fixada quimicamente, existentes nos poros do gel, é comprida pela atuação das cargas permanentes, evaporando-se e provocando uma contração do gel. Da mesma forma que a retração, é influenciada pelas tensões capilares e, principalmente, pelo clima.

De acordo com as formulações do Código Modelo do CEB-FIP (1978), no fenômeno da deformação lenta, podem ser distinguidas as seguintes parcelas de deformação (Figura 4.14):

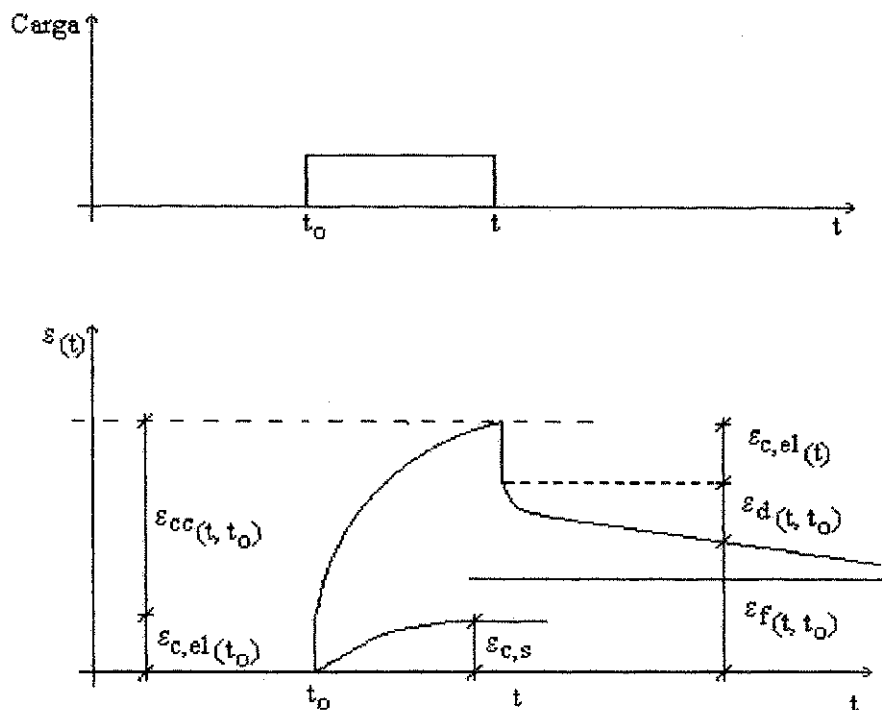


Figura 4.14 - Evolução das Deformações com o Tempo sob Carga Permanente

Onde:

$\varepsilon_{c,el}(t_0)$ = Deformação elástica instantânea devida a aplicação do carregamento, no instante

t_0

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ = Deformação lenta no instante t , devido ao carregamento aplicado em t_0 e

mantido constante até o instante t

$\varepsilon_{c,el}(t)$ = Recuperação elástica instantânea no instante t , devido a retirada do carregamento

$\varepsilon_d(t, t_0)$ = Deformação elástica recuperável a partir do instante t em que se elimina o carregamento aplicado em t_0 . Esta parcela é denominada de deformação elástica retardada ou deformação lenta reversível

$\varepsilon_f(t, t_0)$ = Deformação viscosa permanente não recuperável, chamada de deformação por fluência ou deformação lenta permanente

$\varepsilon_{c,s}(t)$ = Deformação de retração do concreto

Segundo Leonhardt (1977), dentre os fatores que influenciam na deformação lenta, pode-se destacar:

- Grandeza do carregamento - para tensões de até 40 a 60 % da tensão de ruptura, há proporcionalidade entre as deformações e as tensões aplicadas. Para valores maiores, deixa de haver esta proporcionalidade, crescendo o valor da deformação lenta em maior proporção que o da tensão, podendo conduzir o material à ruptura (ruptura por carga de longa duração)
- Umidade relativa do ar (UR) - o concreto sofre deformação mais intensamente no ar seco, 30 % de UR, do que no ar úmido, com 70 a 80% de UR.
- Grau de maturidade (idade) do concreto - deformação lenta maior em concretos mais jovens
- Espessura da peça - as peças espessas apresentam menor valor de deformação lenta em comparação ao de peças delgadas
- Consumo de cimento e de água - quanto maiores estes valores, maiores serão os valores obtidos para deformação lenta
- Temperatura - a deformação lenta cresce com a temperatura, chegando praticamente a cessar para temperaturas muito baixas

- Natureza dos agregados - ainda em fase de pesquisa

Como efeitos indesejáveis da deformação lenta sobre as estruturas estão:

- Aumento das flechas em vigas e lajes
- Aumento da curvatura de pilares com cargas excêntricas
- Perdas de protensão, em estruturas de concreto protendido, etc.

4.6.3 - Avaliação das Deformações Segundo o Comitê Euro-International du Beton - CEB e a Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT

4.6.3.1- Cálculo das Deformações Específicas Imediatas e ao Longo do Tempo em Peças de Concreto Armado Submetidas à Flexão Segundo o Boletim de Informação nº 143 (CEB, 1981)

a) Deformações Imediatas

Os modelos teóricos correspondentes aos estádios I e II, para um elemento de concreto armado, apresentam as seguintes características (Figura 4.15):

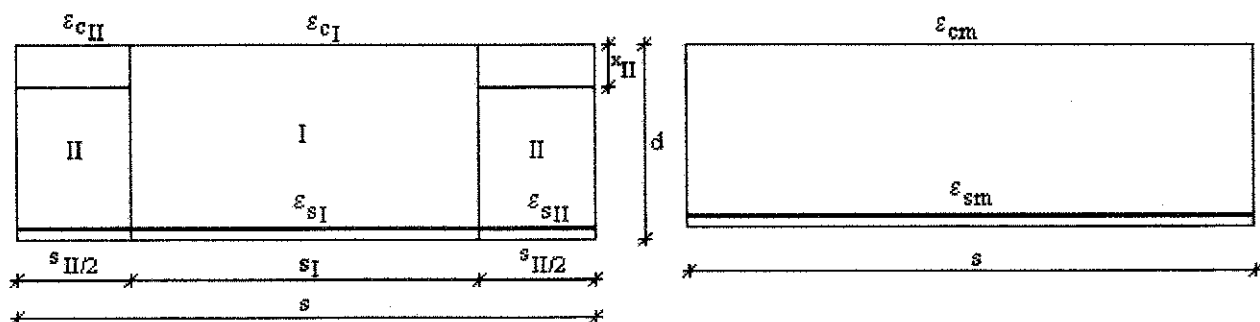


Figura 4.15 - Modelo Teórico de um Elemento de Concreto Armado

Segundo o Boletim de Informação nº 143 (CEB, 1981), ϵ_{cm} e ϵ_{sm} são os encurtamentos e alongamentos relativos médios do concreto e do aço, respectivamente, calculados pelas equações:

$$\epsilon_{cm} = (1-\zeta)\epsilon_{cI} + \zeta\epsilon_{cII} \quad \text{Equação 4.20}$$

$$\epsilon_{sm} = (1-\zeta)\epsilon_{sI} + \zeta\epsilon_{sII} \quad \text{Equação 4.21}$$

Onde:

ϵ_{cI} = deformação específica do concreto para o estágio I

ϵ_{cII} = deformação específica do concreto para o estágio II

ϵ_{sI} = deformação específica do aço para o estágio I

ϵ_{sII} = deformação específica do aço para o estágio II

ζ = coeficiente de distribuição que indica a contribuição do concreto tracionado entre as fissuras, dado pelo item 15.2.3 do Boletim de Informação nº 124/125 (CEB, 1978) por:

$$\zeta = \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sII}} \right)^2 \right] > 0,4 \quad \text{para } \sigma_{sr} > \sigma_{sII} \quad \text{Equação 4.22}$$

$$\zeta = 0 \quad \text{para } \sigma_{sr} < \sigma_{sII} \quad \text{Equação 4.23}$$

Os valores de β_1 e β_2 levam em conta as propriedades de aderência das barras de aço e a influência da duração da aplicação e da repetição das cargas, sendo:

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

com: $K_1 = 0,4$ para barras de alta aderência

$K_1 = 0,8$ para barras lisas

β_2 - caracteriza a duração e repetição do carregamento, com:

$$\beta_2 = 1,0 \quad \text{para o primeiro carregamento}$$

$$\beta_2 = 0,5 \quad \text{para carregamentos aplicados ao longo do tempo, ou para um}$$

grande número de ciclos de carregamento

Assim, para carregamento instantâneo e aço de alta aderência, $\beta_1 = 1,0$ e $\beta_2 = 1,0$, logo:

$$\zeta = \left[1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sII}} \right)^2 \right], \text{ onde:} \quad \text{Equação 4.24}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{A_s \cdot z_{II}} \quad \text{e} \quad \text{Equação 4.25}$$

$$\sigma_{sII} = \frac{M_q}{A_s \cdot z_{II}} \quad \text{Equação 4.26}$$

$$\text{com: } z_{II} = (d - 0,4x_{II}) \quad \text{e}$$

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

$$M_r = 0,3 f_{ck}^{2/3} \left[0,6 + \frac{0,4}{\sqrt[4]{h(m)}} \right] \cdot \frac{bh^2}{6} \quad \text{Equação 4.27}$$

No estágio I, os valores de ϵ_{cI} e ϵ_{sI} são obtidos a partir de:

$$x_I = \frac{bh^2/2 + n \cdot A_s \cdot d}{bh + n \cdot A_s} \quad \text{Equação 4.28}$$

onde:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Equação 4.29}$$

$$I_I = \frac{1}{3} bx_I^3 + \frac{1}{3} b(h - x_I)^3 + n \cdot A_s (d - x_I)^2 \quad \text{Equação 4.30}$$

Assim:

$$\sigma_{cI} = \frac{M_Q \cdot x_I}{I_I} \quad \therefore \quad \varepsilon_{cI} = \frac{\sigma_{cI}}{E_c} \quad e \quad \text{Equação 4.31}$$

$$\sigma_{sI} = \frac{n \cdot \sigma_{cI} (d - x_I)}{x_I} \quad \therefore \quad \varepsilon_{sI} = \frac{\sigma_{sI}}{E_s} \quad \text{Equação 4.32}$$

Sendo $M_Q = M_{q+g}$

No estágio II, ε_{cII} e ε_{sII} são dados por:

$$x_{II} = d \left[\sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho \right], \quad \text{com } \rho = \frac{A_s}{bd} \quad \text{Equação 4.33}$$

$$I_{II} = \frac{1}{3} b x_{II}^3 + n \cdot A_s (d - x_{II})^2 \quad \text{Equação 4.34}$$

E assim:

$$\sigma_{cI} = \frac{M_Q \cdot x_{II}}{I_{II}} \quad \therefore \quad \varepsilon_{cII} = \frac{\sigma_{cII}}{E_c} \quad e \quad \text{Equação 4.35}$$

$$\sigma_{sII} = \frac{n \cdot \sigma_{cII} (d - x_{II})}{x_{II}} \quad \therefore \quad \varepsilon_{sII} = \frac{\sigma_{sII}}{E_s} \quad \text{Equação 4.36}$$

b) Deformações ao Longo do Tempo

Segundo o “anexo e”, item e.2.3.1.3, do Boletim nº 139 (CEB, 1978), a deformação total ao longo do tempo é dada por:

$$\varepsilon_{tot}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \frac{\sigma(t)}{E_{c28}} \left[1 + \varphi(t, t_0) \right] \quad \text{Equação 4.37}$$

onde:

$\varepsilon_n(t)$ = deformação independente da tensão atuante (ex.: retração, dilatação térmica, ...)

$\sigma(t)$ = tensão constante aplicada no instante $t = 0$.

E_{c28} = módulo de deformação do concreto aos 28 dias

$\Phi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência determinado de acordo com o item e.1.3.2, do referido

anexo, pela seguinte equação:

$$\Phi(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \beta_d(t - t_0) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad \text{Equação 4.38}$$

↓
plasticidade
instantânea

↓
elasticidade
retardada

↓
plasticidade
retardada

com:

t_0 = idade corrigida do concreto por ocasião do carregamento

t = idade corrigida do concreto quando se pretende avaliar as deformações

As idades corrigidas levam em conta a temperatura ambiente ao longo do endurecimento do concreto, quando esta for sensivelmente diferente de 20°C , e o tipo de cimento utilizado, sendo calculadas através da expressão:

$$t = \frac{\alpha}{30} \sum_0^{t_m} \{ [T(t_m) + 10] \Delta t_m \} \quad \text{Equação 4.39}$$

$\alpha = 1$, para cimento de endurecimento normal ou lento

2, para cimento de endurecimento rápido

3, para cimento de endurecimento rápido e de alta resistência

T = temperatura média do ambiente, em graus centígrados

Δt_m = número de dias ao longo dos quais a temperatura média ambiente é T

As funções $\beta_a(t_0)$, $\varphi_d \beta_d(t - t_0)$ e $\varphi_f \beta_f(t - t_0)$ podem ser obtidos nos gráficos do anexo e (CEB, 1978).

4.6.3.2- Cálculo das Deformações Específicas Imediatas e ao Longo do Tempo em Peças de Concreto Armado Submetidas à Flexão Segundo a ABNT

Segundo a NBR 6118, item 4.2.3.1, salvo cálculo rigoroso, as deformações específicas para peças fletidas, deverão ser calculadas no estágio II para barras, permitindo-se o estágio I para lajes.

a) Deformações Imediatas

As deformações específicas logo após o carregamento, para o concreto e para o aço, são dadas, respectivamente, por:

$$\varepsilon_c(t_0) = \frac{\sigma_{cII}}{E_{sec(28)}} \quad \text{Equação 4.40}$$

$$\varepsilon_s(t_0) = \frac{\sigma_{sII}}{E_s} \quad \text{Equação 4.41}$$

Onde:

$\varepsilon_c(t_0)$ = deformação específica instantânea do concreto

$\varepsilon_s(t_0)$ = deformação específica instantânea do aço

$E_{sec(28)}$ = módulo de deformação secante para f_{ck} aos 28 dias, dado pela equação 4.19

E_s = módulo de deformação do aço

σ_{cII} = tensão do concreto no estágio II

σ_{sII} = tensão do aço no estágio II

b) Deformações ao Longo do Tempo

Para o cálculo das deformações específicas ao longo do tempo, a NBR 6118 sugere a utilização da norma NBR 7197 (1989). Segundo esta norma, item 7.1.3, a deformação, no instante t , devida à fluência é dada por:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \left[1 + \varphi(t, t_0) \right] \quad \text{Equação 4.42}$$

onde:

$\varphi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência, válido também para a tração, é dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d \quad \text{Equação 4.43}$$

com:

t = idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias

t_0 = idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento, em dias

φ_a = coeficiente de fluência rápida, função de crescimento da resistência do concreto com a idade

$\varphi_{f\infty}$ = valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível, função da umidade relativa do ar, da consistência do concreto e da espessura fictícia da peça

$\beta_f(t)$ ou $\beta_f(t_0)$ = coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, em função da idade do concreto

$\varphi_{d\infty}$ = valor final do coeficiente de deformação lenta reversível, considerado igual a 0,4

β_d = coeficiente relativo à deformação lenta reversível, função do tempo $(t - t_0)$ decorrido após o carregamento

Todos estes coeficientes são calculados de acordo com a norma NBR 7197 (1989).

4.6.3.3- Cálculo das Flechas Imediatas e ao Longo do Tempo em Peças de Concreto Armado Submetidas à Flexão Segundo o Boletim de Informação nº 143 (CEB, 1981)

a) Flechas Imediatas

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

$$a_{oI} = \beta \frac{M_{q+g} \cdot \ell^2}{E_c I_I} \quad \text{Equação 4.44}$$

$$a_{oII} = \beta \frac{M_{q+g} \cdot \ell^2}{E_c I_{II}} \quad \text{Equação 4.45}$$

onde:

I_I e I_{II} são calculados pelas equações 4.30 e 4.34

β = coeficiente que depende do carregamento e da vinculação da peça, obtido de acordo com a Figura 4.16.

A flecha imediata é obtido pela equação:

$$a_o = a_{oI} (1 - \zeta_o) + \zeta_o a_{oII} \quad \text{Equação 4.46}$$

onde:

ζ_o = coeficiente de distribuição correspondente a seção determinante (seção média), dado

por:

$$\zeta_o = 1 - \beta_1 \beta_2 \frac{M_r}{M_d} \quad \text{Equação 4.47}$$

com:

β_1 e β_2 obtidos da mesma forma que no item 4.6.3.1 a deste trabalho ($\beta_1=1,0$, para aço de alta aderência e $\beta_2=1,0$, para carregamento instantâneo)

M_r = momento de fissuração dado pela equação 4.27

$M_d = M_{q+g}$, desde que o carregamento é constante durante todo o ensaio

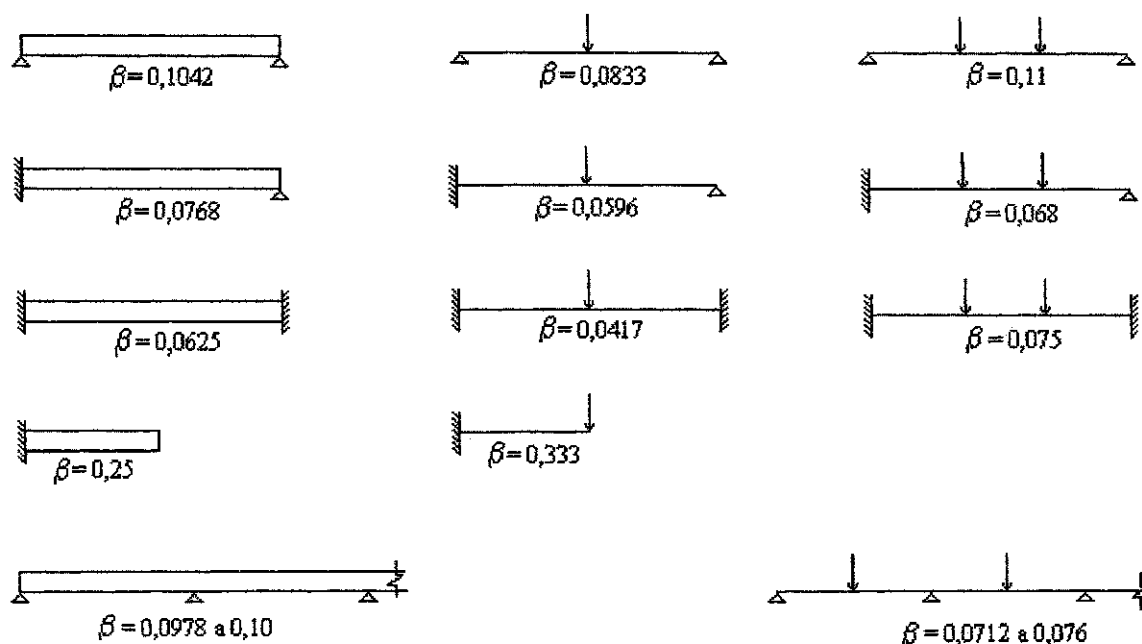


Figura 4.16 - Valores de β para Vários Tipos de Vinculação e Carregamento

b) Flechas ao Longo do Tempo

As flechas ao longo do tempo nos estádios I e II, são determinadas, segundo o Boletim nº 143 (CEB, 1981), através das seguintes equações:

$$a_{tI} = a_{oI} + a_{oI} k_{\phi I} \phi \quad \text{Equação 4.48}$$

$$a_{tII} = a_{oII} + a_{oII} k_{\phi II} \phi \quad \text{Equação 4.49}$$

O coeficiente de fluência ϕ é determinado pela equação 4.38, conforme item 4.6.3.1 b, deste trabalho.

Os coeficientes $k_{\phi I}$ e $k_{\phi II}$ representam a influência do coeficiente de fluência ϕ nos valores das flechas calculadas nos estádios I e II, sendo determinados, segundo a referida norma, da seguinte forma:

$$k_{\phi I} = \frac{1}{1 + \frac{nA_s}{bh}} \left\{ \frac{nA_s}{bh} + \frac{1}{1 + \frac{nA_s}{bh} \left(1 + \frac{bh}{1/12bh^3} y^2 \right) (1 + \phi)} \left[1 + \frac{nA_s}{bh} (1 + \phi) \right] \right\} \quad \text{Equação 4.50}$$

$$k_{\phi II} = \frac{1}{1 + \frac{nA_s}{bx_{II}}} \left\{ \frac{nA_s}{bh} + \frac{1}{1 + \frac{nA_s}{bx_{II}} \left(1 + \frac{bx_{II}}{1/12bx_{II}^3} y^2 \right) (1 + \phi)} \left[1 + \frac{nA_s}{bx_{II}} (1 + \phi) \right] \right\} \quad \text{Equação 4.51}$$

onde:

y = distância entre os centros de gravidade da seção ativa de concreto e da armadura, conforme ilustrado na Figura 4.17

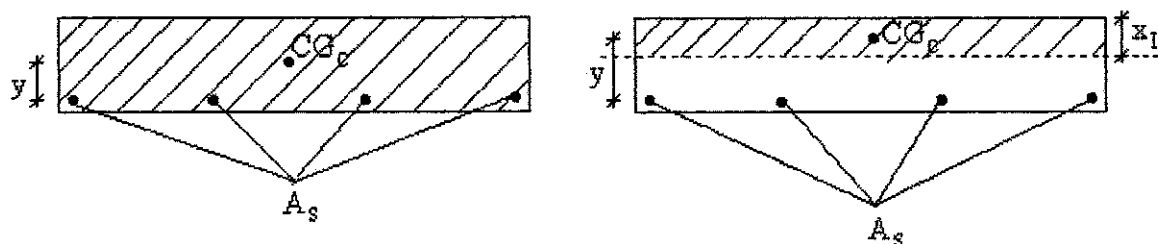


Figura 4.17 - Detalhe da Distância y , para Seções nos Estádios I e II

Com os valores de a_{tI} e a_{tII} , obtidos pelas equações 4.48 e 4.49, aplica-se o método bilinear com coeficiente ζ_0 dado pela equação 4.47, com $\beta_1=1,0$ e $\beta_2=0,5$ (carregamento de longa duração), obtendo-se a flecha no tempo t , da seguinte forma:

$$a_t = a_{tI}(1 - \zeta_0) + \zeta_0 a_{tII} \quad \text{Equação 4.52}$$

4.6.3.4- Cálculo das Flechas Imediatas e ao Longo do Tempo em Peças de Concreto Armado Submetidas à Flexão Segundo a NBR 6118 (ABNT, 1982)

a) Flechas Imediatas

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

A - Ações de Curta Duração

Quando a deformação lenta for nula ou desprezível, por serem de curta duração, o módulo de deformação E_c a adotar é o módulo secante do concreto, suposto igual a 0,9 do módulo da origem...”

Assim, a flecha, logo após o carregamento, será calculada da seguinte forma:

$$a_0 = \beta \frac{M_{q+g} \ell^2}{(EI)_{II}} \quad \text{Equação 4.53}$$

onde:

E é dado pela equação 4.19 e I_{II} pela equação 4.34.

β é obtido através da Figura 4.16.

b) Flechas ao Longo do Tempo

De acordo com o item 4.2.3.1 B da NBR 6118, o cálculo da flecha final devido às ações de longa duração, aplicados logo após o término da construção, pode ser determinado como o produto da flecha imediata respectiva, pela relação das curvaturas final e inicial na seção de maior momento em valor absoluto, calculadas através de:

$$\frac{1}{r} = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad \text{Equação 4.54}$$

fazendo ε_c final igual a três vezes o valor de ε_c inicial e ε_s constante e igual ao seu valor inicial. No caso de ações de longa duração aplicadas 6 meses ou mais após a concretagem, ε_c final pode ser tomada igual a duas vezes o valor inicial. Assim, considerando-se este segundo caso, em que as cargas são aplicadas 6 meses ou mais após a concretagem, tem-se:

$$R = \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_{t=\infty}}{\left(\frac{1}{r}\right)_{t=0}} = \frac{\frac{2|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d}}{\frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d}} = \frac{2|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}$$

pela compatibilidade das deformações, tem-se:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} \quad \therefore \quad \varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{d-x}{x} \quad \text{logo,}$$

$$R = \frac{x+d}{d} \quad \text{Equação 4.55}$$

Com este valor, determina-se a flecha devido à ação de cargas de longa duração, em um tempo infinito, pela seguinte equação:

$$a_{\infty} = (1+R)a_0 \quad \text{Equação 4.56}$$

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 - Introdução

Neste capítulo serão descritos e analisados os resultados obtidos na fase experimental desta pesquisa, sendo dividido em etapas, à saber:

- Resultados e Análises Referentes à Caracterização dos Agregados
- Resultados e Análises Referentes à Ruptura dos Corpos de Prova
- Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Vigas
- Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Lajes

5.2 - Resultados e Análises Referentes à Caracterização dos Agregados

5.2.1 - Agregado Miúdo

A caracterização da areia baseou-se nos ensaios de granulometria, massa específica real e massa específica aparente.

5.2.1.1- Análise Granulométrica

Os resultados obtidos estão indicados na Tabela 5.1 e representados graficamente na Figura 5.1.

Baseados nestes valores conclui-se que a areia utilizada enquadra-se na zona 4, definida pela NBR 7211 (ABNT, 1983), caracterizando-a como areia grossa, com módulo de finura igual a 3,15 e diâmetro máximo de 4,8 mm.

Tabela 5.1 - Análise Granulométrica da Areia

Peneiras (mm)	Material Retido			% que Passa da Amostra Total
	Massa (g)	% da Amostra Total	% da Amostra Acumulada	
6,3	0	0	0	100
4,8	0	0	0	100
2,4	94,8	9,5	9,5	90,5
1,2	251,8	25,2	37,7	62,3
0,6	404,4	40,4	75,1	24,9
0,3	210,7	21,1	96,2	3,8
0,15	34,1	3,4	99,6	0,4
> 0,15	4,2	0,4	-	-

Amostra Total = 1.000 g

Módulo de Finura = 3,15

Diâmetro Máximo = 4,8 mm

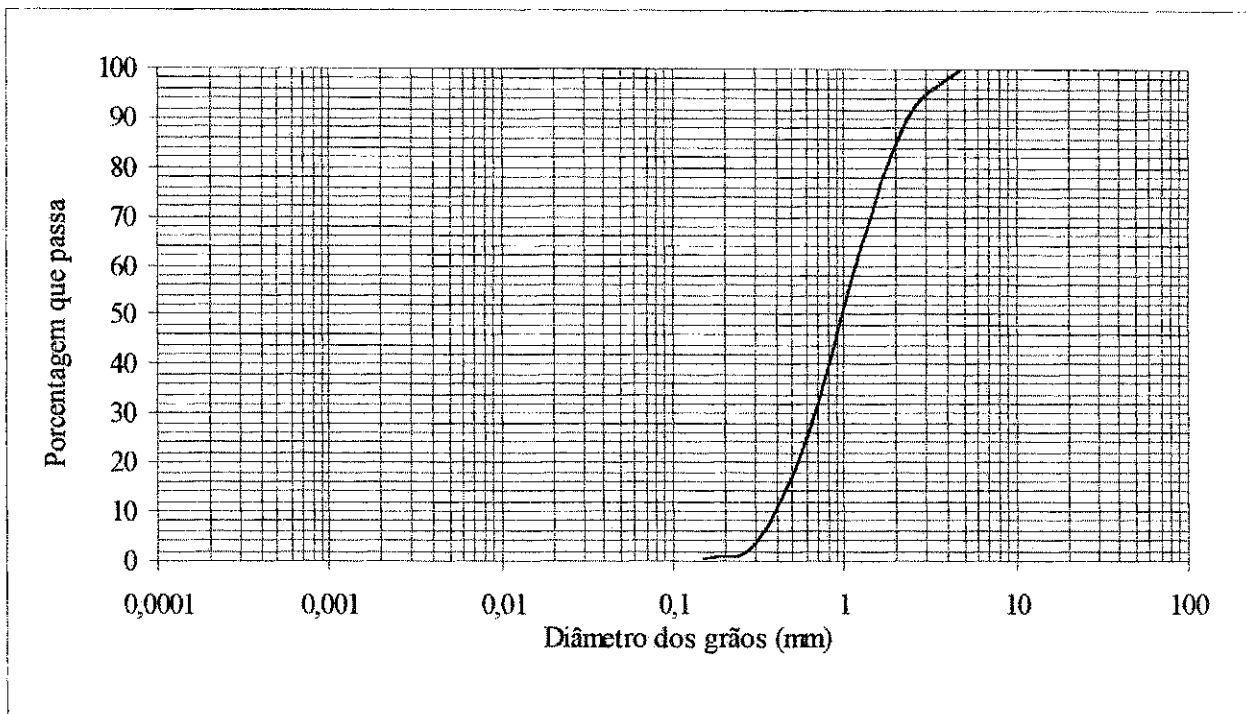


Figura 5.1 - Análise Granulométrica da Areia

A curva granulométrica, referente a areia utilizada, apresenta-se de forma contínua, bem graduada. Segundo a classificação da ABNT, constitui-se praticamente de porções média (0,25 a 1,0 mm) e grossa (1,0 a 4,8 mm), apresentando apenas cerca de 2% de areia fina (0,05 a 0,25).

5.2.1.2- Massa Específica Real

A massa específica real do agregado miúdo, obtida por meio do frasco de Chapman, foi de $2,63 \text{ kg/dm}^3$, conforme apresentado na Tabela 5.2. Este valor, apresentou-se idêntico aos alcançados por Martins (1990) e Assis (1992), quando utilizaram material de mesma origem e natureza.

Tabela 5.2 - Características Físicas e Mecânicas dos Agregados Utilizados na Pesquisa

	Nome do Ensaio	Método	Resultados			
			Areia	Brita Granítica	Brita Laterítica	Brita Calcária
Físicos	Massa Específica Real do Agregado Miúdo por Meio do Frasco de Chapman (kg/dm^3)	NBR - 9776 (ABNT, 1987)	2,63	-	-	-
	Massa Específica Real do Agregado Graúdo (kg/dm^3)	NBR - 6458 (ABNT, 1984)	-	2,74	3,10	2,62
	Massa Específica Aparente do Agregado Graúdo (kg/dm^3)	NBR - 6458 (ABNT, 1984)	-	2,71	2,65	2,20
	Absorção dos Agregado Graúdos (%)	NBR - 6458 (ABNT, 1984)	-	0,37	5,20	6,90
	Índice de Forma	ME - 86 (DNER, 1964)	-	0,81	0,98	0,92
	Teor de Materiais Pulverulentos (%)	NBR - 7219 (ABNT, 1987)	-	0,40	2,80	3,80
	Massa Unitária no Estado Solto (kg/dm^3)	NBR - 7251 (ABNT, 1982)	1,51	1,42	1,55	1,24
Mecânicos	Abrasão "Los Angeles" (%)	NBR -6465 (ABNT, 1984)	-	19	38	54
	Resistência ao Esmagamento (%)	NBR - 9938 (ABNT, 1987)	-	18,6	32,3	40,5
	Resistência Mecânica pelo Método dos 10 % de Finos (kN)	ME - 96 (DNER, 1971)	-	248	134	52

2.2.1.3- Massa Unitária no Estado Solto

O resultado obtido com o ensaio de massa unitária no estado solto do agregado miúdo, de $1,51 \text{ kg/dm}^3$, apresentado na Tabela 5.2, mostrou-se um pouco superior ao alcançado por Martins (1990), que encontrou o valor de $1,49 \text{ kg/dm}^3$, sendo compatível com os valores normalmente encontrados para materiais desta natureza.

5.2.2 - Agregados Graúdos

Os agregados graúdos foram submetidos a ensaios físicos e mecânicos. Os ensaios físicos realizados nos agregados graúdos foram: análise granulométrica, massa específica real e aparente, absorção, massa unitária no estado solto, índice de forma e teor de materiais pulverulentos e os ensaios mecânicos foram: abrasão “Los Angeles”, resistência ao esmagamento e resistência mecânica pelo método dos 10% de finos.

5.2.2.1- Análise Granulométrica

Nesta pesquisa foram utilizadas duas graduações diferentes de agregados graúdos, denominadas comercialmente de brita 1 e brita 2, sendo a primeira utilizada para confecção das lajes e a segunda para moldagem das vigas.

Com o objetivo de eliminar a influência da granulometria no estudo comparativo entre os concretos, utilizou-se, para cada graduação, uma única distribuição granulométrica para todos os agregados, obtida a partir do agregado granítico, material adquirido já beneficiado pelo processo de britagem e peneiramento.

Assim, com as granulometrias das duas graduações da brita granítica, prosseguiu-se com a britagem dos demais agregados, até que os mesmos apresentassem o mesmo comportamento granulométrico das referidas graduações.

Os resultados das análises granulométricas destas graduações estão apresentadas nas Tabelas 5.2 e 5.3, e suas respectivas representações gráficas, nas Figuras 5.2 e 5.3, respectivamente.

Tabela 5.3 - Análise Granulométrica da Brita 1

Peneiras (mm)	Material Retido			% que Passa da Amostra Total
	Massa (g)	% da Amostra Total	% da Amostra Acumulada	
32,0	0	0	0	100
25,0	0	0	0	100
19,0	0	0	0	100
9,5	3.750	75,0	75,0	25,0
4,8	1.250	25,0	100	0

Amostra Total = 5.000 g

Módulo de Finura = 1,75

Diâmetro Máximo = 19,0 mm

Tabela 5.4 - Análise Granulométrica da Brita 2

Peneiras (mm)	Material Retido			% que Passa da Amostra Total
	Massa (g)	% da Amostra Total	% da Amostra Acumulada	
32,0	0	0	0	100
25,0	0	0	0	100
19,0	1.850	37,0	37,0	63,0
9,5	2.900	58,0	95,0	5,0
4,8	250	5,0	100	0

Amostra Total = 5.000 g

Módulo de Finura = 2,32

Diâmetro Máximo = 25,0 mm

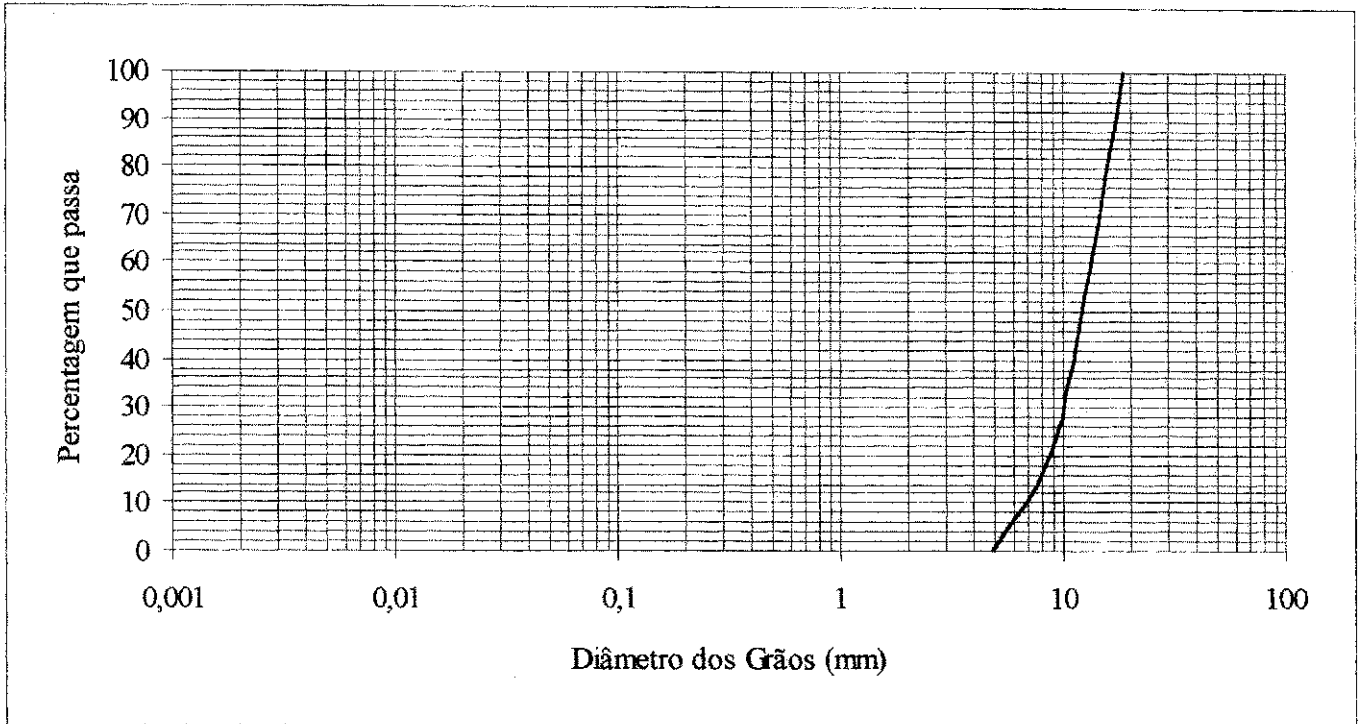


Figura 5.2 - Curva Granulométrica da Brita 1

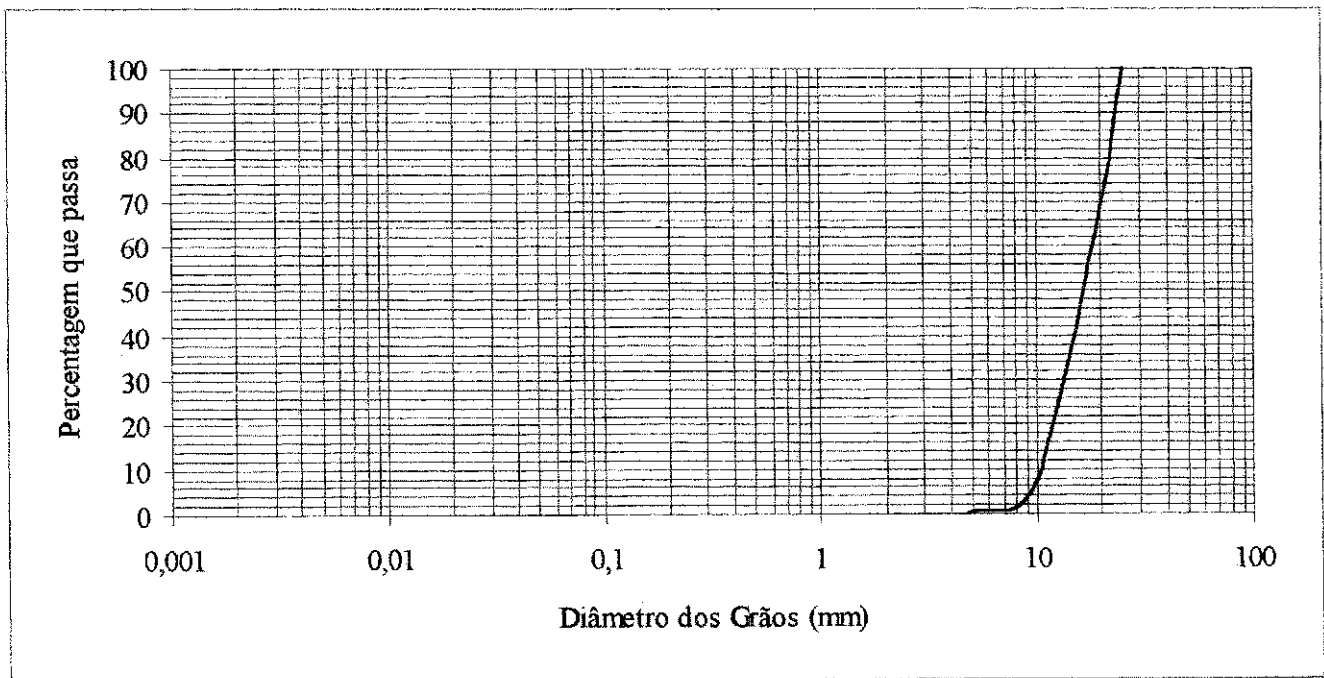


Figura 5.3 - Curva Granulométrica da Brita 2

Conforme as Figuras 5.2 e 5.3, as curvas granulométricas apresentam-se com 100% do material com diâmetro superior a 4,8 mm.

Os diâmetros máximos e módulos de finura dos agregados foram de 19,0 mm e 1,75, respectivamente, para a brita 1, e de 25 mm e 2,32, para a brita 2.

5.2.2.2- Massa Específica Real

A Tabela 5.2 mostra os resultados das massas específicas reais dos agregados graúdos estudados.

Pode-se observar que as concreções lateríticas apresentaram massa específica real de $3,10 \text{ kg/dm}^3$, superiores aos valores encontrados para o agregado granítico ($2,74 \text{ kg/dm}^3$) e para o calcário ($2,62 \text{ kg/dm}^3$). Fato este, relacionado ao alto teor de ferro apresentado pelas concreções lateríticas, que elevam o valor desta característica, conforme afirmações de Lucena (1976).

Os resultados obtidos foram coerentes com os obtidos em outros estudos realizados com materiais semelhantes aos apresentados na Tabela 5.5. Salienta-se que os materiais lateríticos foram obtidos de diferentes jazidas.

Tabela 5.5 - Resultados de Massa Específica Real para Agregados Graúdos Obtidos por Vários Pesquisadores

Materiais Pesquisador	Brita Granítica (kg/dm^3)	Brita Laterítica (kg/dm^3)	Brita Calcária (kg/dm^3)
Brasileiro (1983)	2,73	3,08	2,67
Chagas Filho (1986)	2,79	3,14	-
Macêdo (1989)	2,73	3,08	2,67
Martins (1990)	2,76	2,82	2,64
Assis (1992)	2,83	3,04	2,60

5.2.3.2- Massa Específica Aparente para Agregados Graúdos

Os resultados obtidos estão indicados na Tabela 5.2.

Conforme se observa, os valores da massa específica aparente são menores para os agregados laterítico e calcário, com $2,65 \text{ kg/dm}^3$ e $2,20 \text{ kg/dm}^3$, respectivamente, quando comparados ao do agregado granítico, com $2,71 \text{ kg/dm}^3$. Isto se justifica pela existência de maior número de vazios permeáveis presentes nas britas de origem laterítica e calcária, acarretando uma variação relativamente grande entre as massas específicas real e aparente para estes materiais, em relação a variação entre estas características para o agregado granítico, que apresenta um número reduzido de vazios permeáveis.

Os valores alcançados situam-se próximos aos encontrados por Brasileiro (1983), Martins (1990) e Assis (1992), como mostra a Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Resultados de Massa Específica Aparente para Agregados Graúdos Obtidos por Vários Pesquisadores

Pesquisador \ Material	Brita Granítica (kg/dm^3)	Brita Laterítica (kg/dm^3)	Brita Calcária (kg/dm^3)
Brasileiro	2,69	2,43	2,38
Martins	2,74	2,39	2,22
Assis	2,80	2,67	2,18

5.2.2.4- Absorção

Os resultados dos ensaios de absorção, para 24 horas de imersão, dos três tipos de agregados, estão na Tabela 5.2.

Diante dos resultados, observa-se que os agregados laterítico e calcário apresentaram valores de absorção, 5,20% e 6,90%, respectivamente, muito superiores ao valor alcançado para o agregado granítico (0,37%), confirmando a existência de uma maior quantidade de vazios permeáveis existentes naqueles agregados.

Os valores obtidos foram coerentes com os resultados obtidos por Assis (1992), para materiais da mesma origem e natureza, os quais foram de 0,24% para a brita granítica, 4,5% para as concreções lateríticas e 7,10 % para a brita granítica.

5.2.2.5- Massa Unitária no Estado Solto

Os valores para massa unitária no estado solto estão apresentados na Tabela 5.2, para todos os tipos de agregado graúdo.

A brita granítica apresentou um valor de 1,42 kg/dm³, a brita laterítica de 1,55 kg/dm³ e a brita calcária de 1,24 kg/dm³. Os valores encontrados são coerentes aos obtidos por outros pesquisadores. Martins (1990), obteve 1,41 kg/dm³ para brita granítica, 1,24 kg/dm³ para brita laterítica e 1,26 kg/dm³ para a calcária. Assis (1992), encontrou 1,44 kg/dm³, 1,53 kg/dm³ e 1,26 kg/dm³, respectivamente, para os mesmos tipos de agregados.

5.2.2.6- Índice de Forma

Os resultados alcançados no ensaio de índice de forma encontram-se na Tabela 5.2.

Pode-se observar que os valores obtidos para a brita granítica (0,81), para a brita laterítica (0,98) e para a brita calcária (0,92), são superiores ao limite mínimo (0,5) estabelecido por norma, indicando a predominância de partículas arredondadas, ou seja, não lamelares, demonstrando-se

ideais para o uso na fabricação de concretos. Conclusão também verificada por Macêdo (1989), Martins (1990) e Assis (1992), quando utilizaram materiais de características semelhantes.

5.2.2.7- Teor de Materiais Pulverulentos

A Tabela 5.2 mostra os valores obtidos para os agregados estudados.

Os resultados obtidos neste ensaio, 0,40 % para a brita granítica, 2,8 % para a laterítica e 3,8 % para a calcária, demonstram que apenas a brita granítica se enquadra no limite máximo permitido pela NBR 7211 (ABNT, 1983) de 1,0 %, enquanto os demais extrapolam este limite. No entanto, vale salientar que esta norma foi elaborada para agregados convencionais normalmente utilizados em obras de engenharia, o que não é o caso dos materiais aqui estudados.

Os agregados graúdos foram submetidos aos seguintes ensaios mecânicos:

5.2.2.8- Abrasão “Los Angeles”

Neste ensaio, o agregado é submetido a uma combinação dos efeitos de atrito e abrasão, devendo apresentar, segundo a NBR 7211 (ABNT, 1983), valor inferior a 50 %, em peso, do material.

De acordo com a Tabela 5.2, o agregado granítico apresentou 19% de desgaste. Para o agregado laterítico foi encontrado o valor de 38 %, resultado considerado muito bom, compatível com o valor encontrado por Assis (1992) e inferior aos valores normalmente encontrados para materiais desta natureza (Chagas Filho (1986) , Macêdo (1987), Martins (1990). O agregado calcário, apresentou um desgaste de 54 %, um pouco maior do limite máximo estabelecido pela norma, estando coerente com os valores obtidos por Martins (1990) e Assis (1992).

5.2.2.9- Resistência ao Esmagamento

Os valores de esmagamento, mostrados na Tabela 5.2, demonstram que os agregados granítico (18,6 %) e laterítico (32,3 %) satisfazem o limite máximo permitido pelo ME - 37 (DNER, 1971), que é de 35 %, para utilização na confecção de concretos submetidos ao desgaste superficial, e 45 %, para uso em outros tipos de concreto, demonstrando a excelente qualidade destes materiais.

Já os resultados alcançados com o agregado calcário (40,5 %), não satisfaz o limite máximo normalizado para utilização em concretos submetidos ao desgaste superficial.

Todos os valores encontrados para o esmagamento mostraram-se compatíveis com os obtidos por Assis (1992).

5.2.2.10- Resistência Mecânica pelo Método dos 10 % de Finos

O ensaio de 10 % de finos, conforme resultados da Tabela 5.2, demonstrou mais uma vez a excelente qualidade da laterita utilizada nesta pesquisa, confirmando os resultados de Assis (1992). Neste ensaio, foram encontrados valores de 238 kN para a brita granítica, 134 kN para as concreções lateríticas e 52 kN para o agregado calcário. Assim, de acordo com a norma inglesa BS 812/73, citada por Neville (1982), que estabelece valores mínimos de 100 kN para concretos sujeitos a desgaste superficial e de 50 kN para outros concretos, os agregados granítico e laterítico enquadram-se perfeitamente dentro dos limites estabelecidos, ficando entretanto, o agregado calcário com seu uso restrito a concretos comuns.

5.3 - Resultados e Análises Referentes à Ruptura dos Corpos de Prova

Durante a realização desta pesquisa, foram avaliados os valores de consistência, resistência à compressão simples, resistência à tração indireta e módulo de deformação do concreto.

5.3.1 - Resultados Obtidos com Relação à Consistência do Concreto

A consistência do concreto foi avaliada através do ensaio de abatimento do troco cone, obtendo-se valores médios de 3,0 cm para os três tipos de concretos confeccionados (concreto granítico, laterítico e calcário).

5.3.2 - Resultados Obtidos com Relação à Resistência à Compressão Simples

Os resultados obtidos para as resistências à compressão simples aos 28 dias e na data dos ensaios das lajes e vigas, para os concretos laterítico, calcário e granítico, estão apresentados na Tabela 5.7.

Observa-se que os corpos de prova de concreto laterítico e calcário, para a idade de 28 dias, apresentaram resistências à compressão simples inferiores às do concreto granítico (20,9 % para o concreto laterítico e 42,4 % para o calcário).

Os corpos de prova apresentaram resistência à compressão simples, aos 28 dias, de 32,10 MPa para o concreto granítico, 25,40 MPa para o concreto laterítico e 18,50 MPa para o concreto calcário. Observa-se, assim, uma diferença de 20,9 e 42,4 % entre as resistências dos concretos laterítico e calcário, respectivamente, e a resistência do concreto granítico. Estes resultados mostraram-se coerentes aos obtidos por Martins (1990) e Assis (1992).

■ Ensaios Realizados nos Corpos de Prova Cilíndricos

28 dias				j dias					
f_t (MPa)	E_{PUNDII} (GPa)	E_{ABNT} (GPa)	E_{CEB} (GPa)	Peça	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_{PUNDII} (GPa)	E_{ABNT} (GPa)	E_{CEB} (GPa)
2,01	16,00	33,30	29,30	LL - 01	j = 424				
					45,80	3,48	17,0	44,7	35,7
				LL - 02	j = 527				
					44,60	3,35	18,0	44,10	35,40
				VL - 01	j = 423				
					51,50	3,86	16,60	47,40	37,10
				VL - 02	j = 427				
					39,20	3,78	16,60	41,30	33,90
1,46	15,00	28,40	26,40	LC - 01	j = 492				
					37,70	2,82	17,00	40,50	33,50
				VC-01	j = 469				
					34,00	2,66	16,60	38,50	32,30
2,53	37,00	37,40	31,70	LG-01	j = 418				
					49,30	3,72	43,00	46,30	36,60
				LG-02	j = 465				
					53,10	4,00	43,00	48,10	37,50
				VG-01	j = 416				
52,30	4,81	41,00	47,70	37,30					

Tabela 5.7 - Resultados dos Ensaios Realizados nos Corpos de Prova Cilíndricos

Idade	28 dias					j dias					
	f _c (MPa)	f _t (MPa)	E _{PUNDTI} (GPa)	E _{ABNT} (GPa)	E _{CEB} (GPa)	Peça	f _c (MPa)	f _t (MPa)	E _{PUNDTI} (GPa)	E _{ABNT} (GPa)	E _{CEB} (GPa)
Laterita	25,40	2,01	16,00	33,30	29,30	LL - 01	j = 424				
							45,80	3,48	17,0	44,7	35,7
						LL - 02	j = 527				
							44,60	3,35	18,0	44,10	35,40
						VL - 01	j = 423				
							51,50	3,86	16,60	47,40	37,10
VL - 02	j = 427										
	39,20	3,78	16,60	41,30	33,90						
Calcário	18,50	1,46	15,00	28,40	26,40	LC - 01	j = 492				
							37,70	2,82	17,00	40,50	33,50
						VC-01	j = 469				
						34,00	2,66	16,60	38,50	32,30	
Granítico	32,10	2,53	37,00	37,40	31,70	LG-01	j = 418				
							49,30	3,72	43,00	46,30	36,60
						LG-02	j = 465				
							53,10	4,00	43,00	48,10	37,50
						VG-01	j = 416				
52,30	4,81	41,00	47,70	37,30							

Para os corpos de prova rompidos na data dos ensaios das lajes e vigas, a resistência à compressão variou entre 39,2 e 51,5 MPa, para o concreto laterítico, 34,0 e 37,7 MPa, para o concreto calcário e 49,3 e 53,1 MPa, para o concreto granítico. Estes resultados demonstraram um ganho de resistência, com o tempo, maior para os concretos alternativos. Analisando-se as diferenças de resistências, estas passaram a ser, em média, de 12,2 % para o concreto laterítico e de 30,4 % para o concreto calcário.

5.3.3 - Resultados Obtidos com Relação à Resistência à Tração Indireta

A resistência à tração do concreto foi avaliada através da compressão diametral dos corpos de prova cilíndricos.

Os resultados obtidos, para todos os concretos, estão apresentados na Tabela 5.7.

Assim como no caso da resistência à compressão simples, os valores das resistências à tração indireta, aos 28 dias, foram menores para os concretos laterítico e calcário. Os valores encontrados foram os seguintes: 2,53 MPa para o concreto granítico, 2,01 MPa para o laterítico e 1,46 MPa para o concreto calcário, ou seja, em termos percentuais, os concretos laterítico e calcário apresentaram, respectivamente, valores 20,6 % e 42,3 % inferiores ao valor da resistência à tração indireta obtida para o concreto granítico.

Para idades maiores, acima de 400 dias, os valores médios da resistência à tração indireta, de acordo com a Tabela 5.7, foram de 3,62 MPa para o concreto laterítico, 2,74 MPa para o concreto calcário e de 4,18 MPa para o concreto granítico. Comparando-se estes valores ao valor obtido para o concreto granítico, observa-se que os valores das resistências para os concretos laterítico e calcário foram respectivamente 13,6 e 34,4 % inferiores ao do concreto granítico. Ou seja, da mesma forma que na resistência à compressão simples, com o passar do tempo, a diferença entre os valores

das resistências à tração indireta, também sofreu uma diminuição, comprovando assim, um ganho de resistência, ao longo do tempo, maior para os concretos alternativos.

De modo geral, os valores encontrados neste ensaio correspondem a cerca de 8 % da resistência à compressão simples, para os tipos de concreto estudados.

5.3.4 - Resultados Obtidos com Relação ao Módulo de Deformação

Os módulos de deformação dos concretos utilizados nesta pesquisa foram determinados experimentalmente através do ensaio de ultra-som, com o aparelho PUNDIT, realizado segundo a altura do corpo de prova, com superfície de contato seca ao ar, durante 24 horas após a retirada dos corpos de prova da câmara úmida. Este ensaio foi realizado antes da ruptura dos corpos de prova para determinação das resistências à compressão simples e à tração indireta.

Teoricamente, os módulos de deformação foram avaliados através de equações que relacionam a resistência à compressão simples e o módulo de deformação do concreto, recomendados pela ABNT e pelo CEB, conforme descrito no capítulo 4, item 6.2.1.

Os resultados experimentais e teóricos estão apresentados na Tabela 5.7.

Para o concreto granítico, aos 28 dias de idade, o valor experimental do módulo de deformação, determinado através do PUNDIT, foi de 37,0 GPa, enquanto que os determinados pelas expressões teóricas foram de 37,4 GPa pela ABNT e de 31,7 GPa pelo CEB. Tomando como base o valor experimental, observa-se que o valor obtido pela ABNT foi bastante próximo, apenas 1 % superior ao experimental. Com relação ao valor obtido pelo CEB, este foi 14 % inferior ao experimental. Para os concretos alternativos, os valores experimentais do módulo de deformação, aos 28 dias, se distanciaram dos valores teóricos obtidos pelas expressões da ABNT e do CEB. Vale salientar que, a expressão proposta pelo CEB admite um coeficiente α_β , variável com o tipo de

agregado graúdo utilizado, sugerindo $\alpha_\beta = 1,0$ para o agregado granítico, sem citar os agregados lateríticos e calcário. Por esta razão os valores teóricos pelo CEB foram feitos considerando $\alpha_\beta = 1,0$ para os três tipos de agregados, razão que justifica as diferenças obtidas entre os valores experimentais e os obtidos pelo CEB. No caso da ABNT, nenhuma observação é feita com relação ao tipo de agregado utilizado.

Para o concreto laterítico, conforme está indicado na Tabela 5.7, o valor experimental foi de 16,0 GPa, enquanto os obtidos pelas expressões teóricas foram de 33,30 e 29,30 GPa para a ABNT e para o CEB, respectivamente, ou seja, 108 e 83,1 % superior ao valor experimental. No caso do concreto calcário, o valor experimental foi de 15,0 GPa, se distanciando também dos determinados pelas expressões teóricas da ABNT (28,40 GPa) e do CEB (26,4 GPa). As diferenças percentuais neste caso foram de 89 % para a ABNT e de 76 % para o CEB.

Estas diferenças entre os valores experimentais e teóricos vem reforçar os resultados obtidos por Chagas Filho (1992) e Assis (1992). De acordo com estes trabalhos, o coeficiente proposto pela ABNT não se aplica aos agregados alternativos. Assim, Chagas Filho (1992) propôs a utilização de um coeficiente $C = 2898$, em substituição ao coeficiente $C = 6600$ da equação proposta pela ABNT e um coeficiente $\alpha_\beta = 0,49$ para a equação proposta pelo CEB, quando da utilização de agregados alternativos. Utilizando-se estes novos coeficientes os valores teóricos serão:

Quadro 5.1 - Determinação dos Módulos de Deformação Teóricos, aos 28 dias, Utilizando os Coeficientes Propostos por Chagas Filho (1992)

Concreto	f_c (MPa)	E_c (ABNT) (GPa)	E_c (CEB) (GPa)
Laterítico	25,40	14,60	14,40
Calcário	18,50	12,50	12,90

Ou seja, as diferenças entre os valores experimentais e teóricos, aos 28 dias, seriam, em média, de 10 % para o concreto laterítico e de 18 % para o concreto calcário.

Para idades maiores, em torno de 440 dias, os valores experimentais encontrados para o concreto granítico, entre 41,0 e 43,0 GPa, se distanciaram dos valores obtidos pelas expressões teóricas: 46,30 à 48,10 GPa para a ABNT e 36,60 à 37,50 GPa para o CEB. Em termos percentuais, os valores obtidos pela ABNT foram em média 11,9 % superiores aos experimentais, enquanto os obtidos pelo CEB foram 12,3 % inferiores. Ou seja, ao longo do tempo, os valores obtidos pela ABNT se distanciaram mais dos valores experimentais, com relação à idade de 28 dias, ocorrendo o oposto em relação aos valores teóricos obtidos pelo CEB que, para idades maiores, aproximaram-se mais dos valores experimentais do que aos 28 dias. Com relação aos concretos laterítico e calcário, as diferenças entre os valores experimentais e teóricos tornaram-se ainda mais acentuada do que as verificadas para os 28 dias de idade, conforme mostra a Tabela 5.7. Em termos percentuais, para o concreto laterítico os valores teóricos obtidos pela ABNT e pelo CEB foram, respectivamente, 160,3 e 108,4 % superiores aos experimentais. No caso do concreto calcário, os valores teóricos foram 135,1 e 95,8 % superiores aos experimentais, respectivamente para as expressões da ABNT e do CEB.

Utilizando-se novamente os coeficientes propostos por Chagas Filho (1992), os valores dos módulos de deformação teóricos, na data dos ensaios, serão, em média:

Quadro 5.2 - Determinação dos Módulos de Deformação Teóricos, na Data do Ensaio, Utilizando os Coeficientes Propostos por Chagas Filho (1992)

Concreto	f_c (MPa)	E_c (ABNT) (GPa)	E_c (CEB) (GPa)
Laterítico	45,30	19,50	17,40
Calcário	35,90	17,40	16,10

Da mesma forma que para os 28 dias de idade, os valores teóricos obtidos através dos coeficientes propostos por Chagas Filho (1992), aproximaram-se dos valores experimentais. As diferenças seriam, em média, de 7 % para o concreto laterítico e de 4 % para o concreto calcário.

Diante desses resultados pode-se dizer que as expressões teóricas propostas pela ABNT e pelo CEB não se aplicam aos concretos laterítico e calcário, acarretando valores experimentais bastante diferenciados dos teóricos, reforçando as conclusões de Assis (1992) e de Chagas Filho (1992). Fato que realça ser indispensável a utilização de coeficientes específicos ao serem usadas as equações dos referidos órgãos normativos, CEB e ABNT.

5.4 - Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Vigas

Foram ensaiadas um total de quatro vigas, sendo duas submetidas a carregamento instantâneo, Viga Laterítica VL-02 e Viga Calcária VC-01, e duas submetidas a carregamento ao longo do tempo, Viga Granítica VG-01 e Viga Laterítica VL-01.

A apresentação dos resultados para o comportamento das vigas foi feito na seguinte ordem:

- Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Vigas Submetidas a Carregamento Instantâneo
- Resultados e Análises Referentes ao Comportamento das Vigas Submetidas a Carregamento Ao Longo do Tempo

5.4.1 - Resultados e Análises Referentes ao Comportamento de Vigas Submetidas a Carregamento Instantâneo

As vigas laterítica VL-02 e calcária VC-01 foram submetidas a um carregamento progressivo até a ruptura. Durante os ensaios, foram determinadas as flechas e as deformações específicas do

concreto e do aço. Para efeito comparativo, foram calculadas as flechas e as deformações específicas teóricas propostas pela ABNT e pelo CEB. Os resultados obtidos estão indicados nas Tabelas 5.8 e 5.9.

Durante os ensaios das vigas, as fissuras evoluíram de maneira contínua, semelhantemente as de uma viga de concreto convencional. Para a viga VL-02 a primeira fissura visível ocorreu ao nível de carga de 10 kN ($2F=10$ kN), enquanto o valor teórico, obtido pela equação 4.3, foi de 8,40 kN, isto é, uma diferença de 20 % em relação ao valor teórico. Para a viga VC-01, o valor da carga experimental que provocou a primeira fissura foi de 9 kN, enquanto o valor obtido pela expressão teórica foi de 7,4 kN, indicando uma diferença de 21%, valor muito próximo ao encontrado para a viga VL-02.

O ensaio da viga laterítica VL-02 transcorreu normalmente até que, para a carga de $2F = 49,5$ kN, a viga rompeu por esmagamento do concreto. A Figura 5.4 mostra um esquema da viga por ocasião da ruptura, podendo-se observar a evolução das fissuras no decorrer do ensaio.

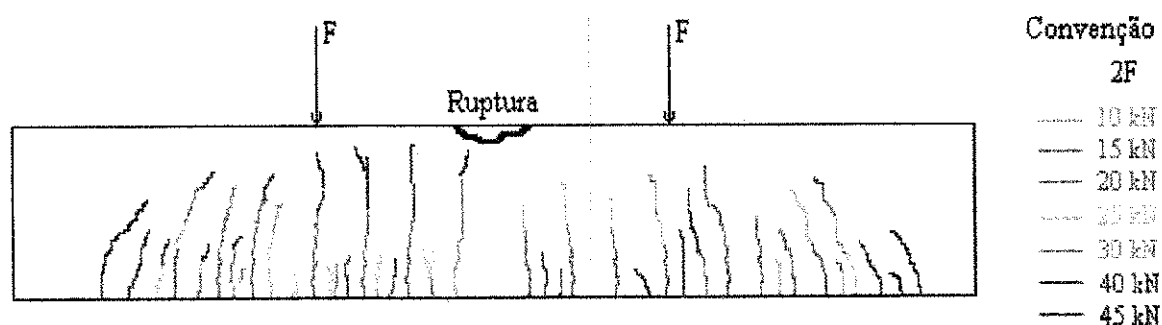


Figura 5.4 - Evolução das Fissuras para a Viga VL-02

Com relação à viga VC-01, o ensaio transcorreu normalmente até o nível de carga de 39,5 kN. Após este nível de carga, ocorreu um tombamento lateral da viga e a carga caiu para 37,5 kN. Até este momento a viga ainda não tinha rompido. A carga foi então aliviada e a viga colocada novamente na posição, para que o ensaio prosseguisse até a ruptura. Nesta fase, não foram feitas leituras dos equipamentos, determinando-se apenas a carga de ruptura que foi de 40 kN. Este valor foi 9 % inferior ao valor da carga de ruptura encontrada para a VL-02. A Figura 5.5 mostra a evolução das fissuras até a ruptura da viga.

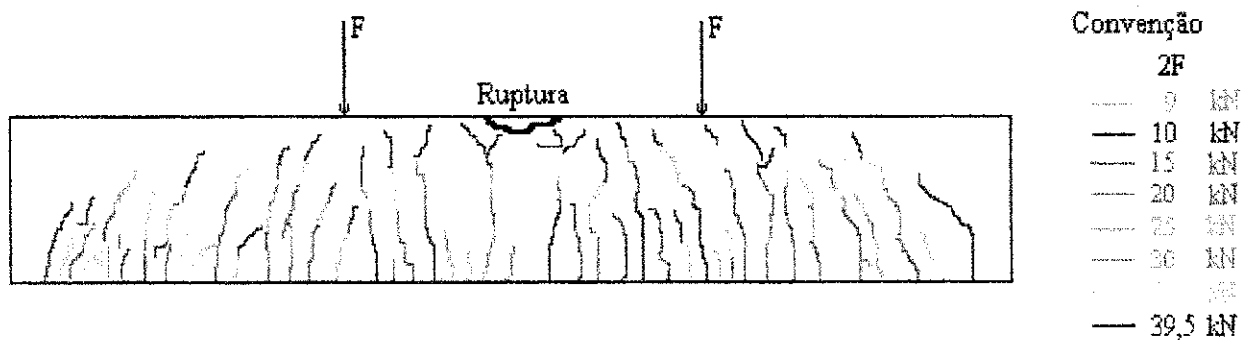


Figura 5.5 - Evolução das Fissuras para a Viga VC-01

Para maior clareza de apresentação, os resultados referentes ao comportamento das vigas submetidas a carregamento instantâneo foram divididos em:

- ° Resultados Referentes às Flechas
- ° Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto
- ° Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço

Tabela 5.8 - Flechas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Vigas VL - 02 e VC - 01

Carga 2F (kN)	Flechas (mm)									
	Viga Laterítica VL-02					Viga Calcária VC-01				
	Experimentais			Teóricas		Experimentais			Teóricas	
	a_{01}	a_{02}	a_{03}	CEB $a_{01(T)}$	ABNT $a_{01(T)}$	a_{01}	a_{02}	a_{03}	CEB $a_{01(T)}$	ABNT $a_{01(T)}$
5	-	-	-	0,70	0,70	0,55	0,47	0,47	1,70	3,20
10	2,65	2,21	2,15	2,20	4,20	2,73	2,31	2,30	3,70	5,40
15	3,93	3,36	3,30	4,10	6,00	5,87	5,03	4,95	5,70	7,60
20	6,18	5,30	5,21	6,10	7,80	8,53	7,36	7,20	7,70	9,80
25	8,40	7,24	7,12	8,00	9,60	11,21	9,71	8,81	9,70	12,0
30	10,64	9,20	9,06	9,90	11,30	14,00	12,08	10,98	11,70	14,30
35	13,13	11,34	11,20	11,80	13,10	17,45	15,02	14,36	13,70	16,50
37,5	-	-	-	-	-	27,51	22,71	22,80	14,70	17,60
40	15,96	13,79	13,58	13,70	14,90	Ruptura				
45	31,50	28,85	29,05	15,60	16,60	-	-	-	-	-
49,5	Ruptura					-	-	-	-	-

Onde: a_{01} = Flecha instantânea no meio do vão; a_{02} = Flecha instantânea do lado direito, em $l/4$; a_{03} = Flecha instantânea do lado esquerdo, em $l/4$; $a_{01(T)}$ = Flecha instantânea teórica no meio do vão.

Tabela 5.9 - Deformações Específicas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Vigas VL - 02 e VC - 01

Carga 2F (kN)	Deformação Específica - ϵ (‰)													
	Viga Laterítica VL-02							Viga Calcária VC-01						
	Experimentais			Teóricas				Experimentais			Teóricas			
	ϵ_c	ϵ_{s1}	ϵ_{s2}	CEB		ABNT		ϵ_c	ϵ_{s1}	ϵ_{s2}	CEB		ABNT	
ϵ_{CT}				ϵ_{ST}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{CT}				ϵ_{ST}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	
5	-	-	-	0,191	0,148	0,116	0,081	0,054	-	0,074	0,173	0,352	0,224	0,508
10	0,204	-	-	0,230	0,594	0,340	0,859	0,272	-	2,892	0,327	0,774	0,382	0,865
15	0,338	-	-	0,382	1,027	0,481	1,214	0,394	-	4,180	0,474	1,158	0,540	1,223
20	0,470	-	-	0,480	1,424	0,621	1,569	0,570	-	5,128	0,619	1,530	0,697	1,580
25	0,590	-	-	0,556	1,806	0,762	1,924	0,714	-	6,100	0,763	1,897	0,855	1,938
30	0,724	-	-	0,681	2,178	0,902	2,279	0,900	-	7,540	0,907	2,262	1,013	2,295
35	0,862	-	-	0,783	2,552	1,043	2,634	1,146	-	-	1,050	2,623	1,171	2,653
37,5	-	-	-	-	-	-	-	1,564	-	-	1,121	2,804	1,249	2,831
39,5	-	-	-	-	-	-	-	2,424	-	-	1,193	2,983	1,328	3,010
40	1,050	-	-	0,886	2,915	1,183	2,989	Ruptura						
45	1,910	-	-	0,988	3,293	1,323	3,344	-	-	-	-	-	-	-
49,5	Ruptura							-	-	-	-	-	-	-

Onde: ϵ_c = Deformação específica do concreto; ϵ_{s1} e ϵ_{s2} = Deformação específica do aço; ϵ_{CT} = Deformação específica teórica do concreto; ϵ_{ST} = Deformação específica teórica do aço.

5.4.1.1- Resultados Referentes às Flechas

As flechas instantâneas foram medidas em três pontos, no meio do vão (a_{01}) e sob as cargas concentradas (a_{02} e a_{03}). De acordo com a Tabelas 5.8, a flecha admissível ($l/300$) de um centímetro, no meio do vão, foi atingida ao nível de carga de 30 kN, no caso da viga laterítica (VL-02), e de 23 kN, para a viga calcária (VC-01), obtido através de interpolação. Isto indica uma diferença de 30 % entre as cargas que provocaram nas vigas a flecha admissível de um centímetro.

As flechas medidas sob as duas cargas concentradas, apresentaram valores muito próximos, sendo, em média, 14 % menores que os valores registrados para as flechas no meio do vão, tanto para a VL-02 quanto para a VC-01. As Figuras 5.6 e 5.7 mostram graficamente a evolução das flechas com o carregamento para as vigas VL-02 e VC-01, respectivamente.

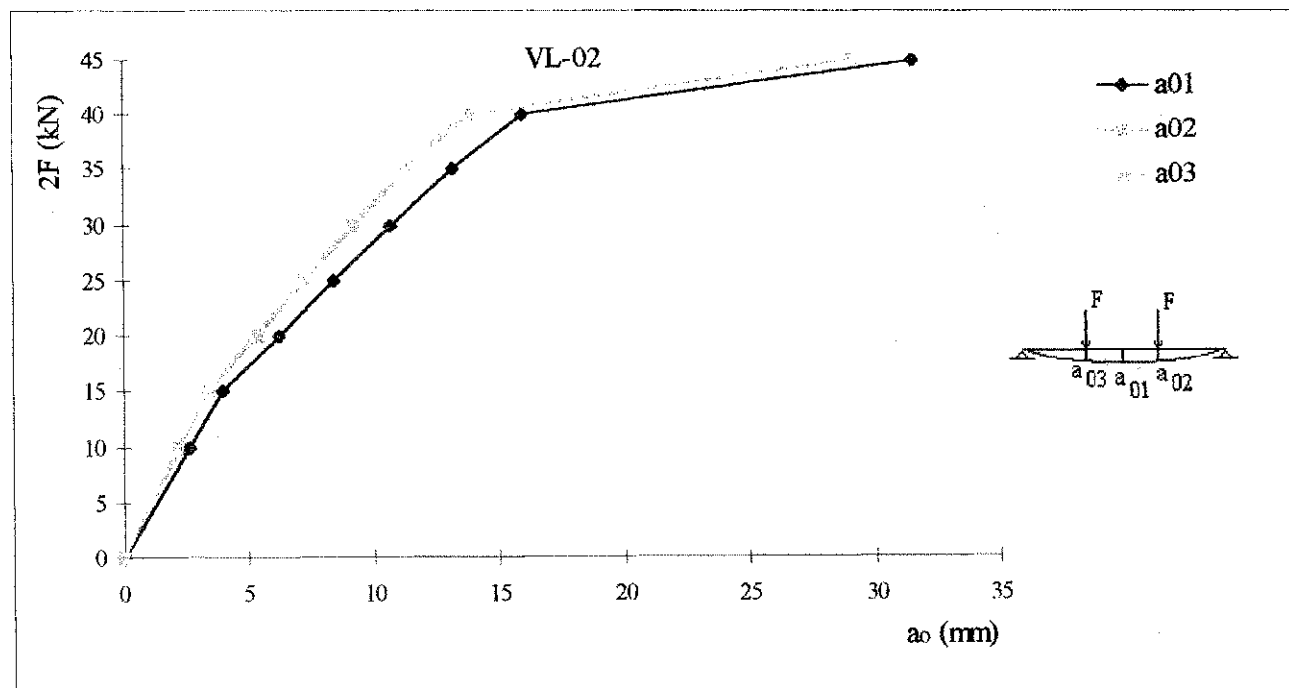


Figura 5.6 - Gráfico Carga-Flechas Experimentais Instantâneas da Viga VL - 02

As flechas máximas medidas para a viga VL-02 ao nível de carga de 45 kN foram de 31,50 mm, no meio do vão (a_{01}), 28,85 mm, sob a carga da direita (a_{02}), e de 29,05 mm, sob a carga concentrada da esquerda (a_{03}), conforme está indicado na Figura 5.6.

Devido ao problema do tombamento lateral da viga VC-01, os valores máximos das flechas foram medidos ao nível de carga de 37,5 kN, sendo de 27,51 mm, no meio do vão, e de 22,71 e 22,80 mm, respectivamente sob as cargas da direita e da esquerda (Figura 5.7).

Traçando-se os gráficos carga-flecha, no meio do vão, das duas vigas (Figura 5.8), pode-se observar que a VC-01 apresentou flechas, em média, 37 % maiores que as da VL-02.

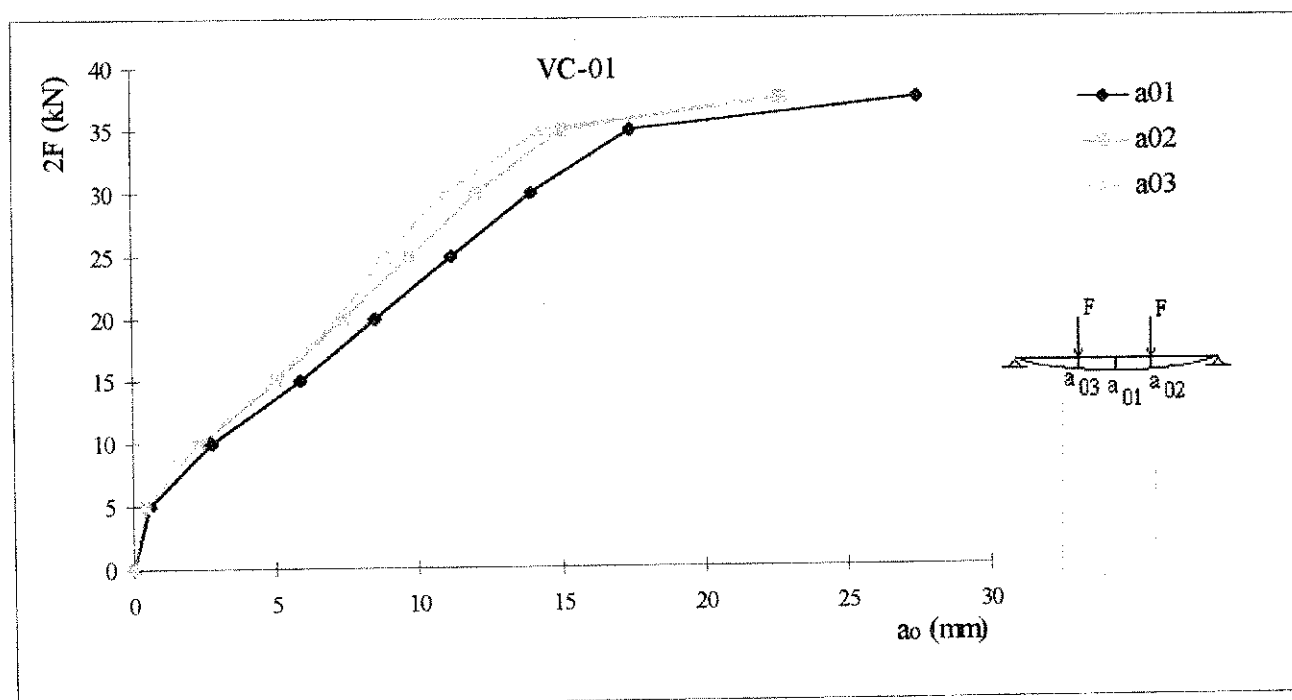


Figura 5.7 - Gráfico Carga-Flechas Experimentais Instantâneas da Viga VC - 01

concreto e do aço. Para efeito comparativo, foram calculadas as flechas e as deformações específicas teóricas propostas pela ABNT e pelo CEB. Os resultados obtidos estão indicados nas Tabelas 5.8 e 5.9.

Durante os ensaios das vigas, as fissuras evoluíram de maneira contínua, semelhantemente as de uma viga de concreto convencional. Para a viga VL-02 a primeira fissura visível ocorreu ao nível de carga de 10 kN ($2F=10$ kN), enquanto o valor teórico, obtido pela equação 4.3, foi de 8,40 kN, isto é, uma diferença de 20 % em relação ao valor teórico. Para a viga VC-01, o valor da carga experimental que provocou a primeira fissura foi de 9 kN, enquanto o valor obtido pela expressão teórica foi de 7,4 kN, indicando uma diferença de 21%, valor muito próximo ao encontrado para a viga VL-02.

O ensaio da viga laterítica VL-02 transcorreu normalmente até que, para a carga de $2F = 49,5$ kN, a viga rompeu por esmagamento do concreto. A Figura 5.4 mostra um esquema da viga por ocasião da ruptura, podendo-se observar a evolução das fissuras no decorrer do ensaio.

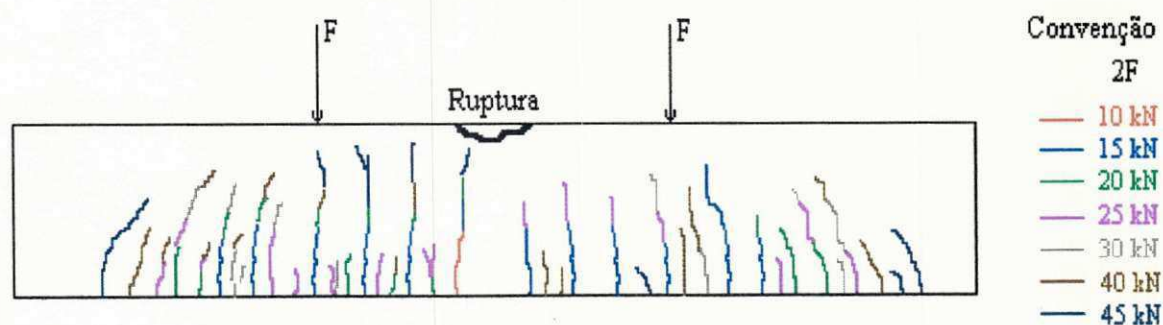


Figura 5.4 - Evolução das Fissuras para a Viga VL-02

Com relação à viga VC-01, o ensaio transcorreu normalmente até o nível de carga de 39,5 kN. Após este nível de carga, ocorreu um tombamento lateral da viga e a carga caiu para 37,5 kN. Até este momento a viga ainda não tinha rompido. A carga foi então aliviada e a viga colocada novamente na posição, para que o ensaio prosseguisse até a ruptura. Nesta fase, não foram feitas leituras dos equipamentos, determinando-se apenas a carga de ruptura que foi de 40 kN. Este valor foi 9 % inferior ao valor da carga de ruptura encontrada para a VL-02. A Figura 5.5 mostra a evolução das fissuras até a ruptura da viga.

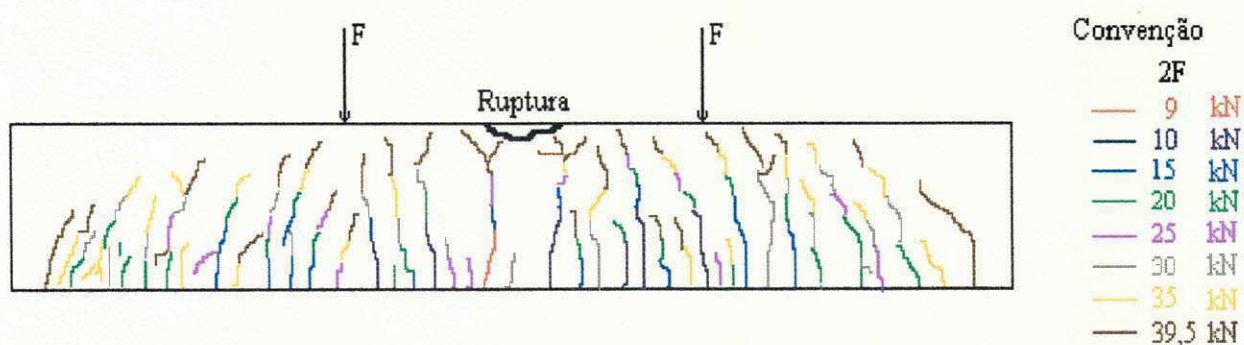


Figura 5.5 - Evolução das Fissuras para a Viga VC-01

Para maior clareza de apresentação, os resultados referentes ao comportamento das vigas submetidas a carregamento instantâneo foram divididos em:

- Resultados Referentes às Flechas
- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto
- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço

Tabela 5.8 - Flechas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Vigas VL - 02 e VC - 01

Carga 2F (kN)	Flechas (mm)									
	Viga Laterítica VL-02					Viga Calcária VC-01				
	Experimentais			Teóricas		Experimentais			Teóricas	
	a ₀₁	a ₀₂	a ₀₃	CEB a _{01(T)}	ABNT a _{01(T)}	a ₀₁	a ₀₂	a ₀₃	CEB a _{01(T)}	ABNT a _{01(T)}
5	-	-	-	0,70	0,70	0,55	0,47	0,47	1,70	3,20
10	2,65	2,21	2,15	2,20	4,20	2,73	2,31	2,30	3,70	5,40
15	3,93	3,36	3,30	4,10	6,00	5,87	5,03	4,95	5,70	7,60
20	6,18	5,30	5,21	6,10	7,80	8,53	7,36	7,20	7,70	9,80
25	8,40	7,24	7,12	8,00	9,60	11,21	9,71	8,81	9,70	12,0
30	10,64	9,20	9,06	9,90	11,30	14,00	12,08	10,98	11,70	14,30
35	13,13	11,34	11,20	11,80	13,10	17,45	15,02	14,36	13,70	16,50
37,5	-	-	-	-	-	27,51	22,71	22,80	14,70	17,60
40	15,96	13,79	13,58	13,70	14,90	Ruptura				
45	31,50	28,85	29,05	15,60	16,60	-	-	-	-	-
49,5	Ruptura					-	-	-	-	-

Onde: a₀₁ = Flecha instantânea no meio do vão; a₀₂ = Flecha instantânea do lado direito, em $l/4$; a₀₃ = Flecha instantânea do lado esquerdo, em $l/4$; a_{01(T)} = Flecha instantânea teórica no meio do vão.

Tabela 5.9 - Deformações Específicas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Vigas VL - 02 e VC - 01

Carga 2F (kN)	Deformação Específica - ϵ (‰)													
	Viga Laterítica VL-02							Viga Calcária VC-01						
	Experimentais			Teóricas				Experimentais			Teóricas			
				CEB		ABNT					CEB		ABNT	
	ϵ_C	ϵ_{S1}	ϵ_{S2}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_C	ϵ_{S1}	ϵ_{S2}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}
5	-	-	-	0,191	0,148	0,116	0,081	0,054	-	0,074	0,173	0,352	0,224	0,508
10	0,204	-	-	0,230	0,594	0,340	0,859	0,272	-	2,892	0,327	0,774	0,382	0,865
15	0,338	-	-	0,382	1,027	0,481	1,214	0,394	-	4,180	0,474	1,158	0,540	1,223
20	0,470	-	-	0,480	1,424	0,621	1,569	0,570	-	5,128	0,619	1,530	0,697	1,580
25	0,590	-	-	0,556	1,806	0,762	1,924	0,714	-	6,100	0,763	1,897	0,855	1,938
30	0,724	-	-	0,681	2,178	0,902	2,279	0,900	-	7,540	0,907	2,262	1,013	2,295
35	0,862	-	-	0,783	2,552	1,043	2,634	1,146	-	-	1,050	2,623	1,171	2,653
37,5	-	-	-	-	-	-	-	1,564	-	-	1,121	2,804	1,249	2,831
39,5	-	-	-	-	-	-	-	2,424	-	-	1,193	2,983	1,328	3,010
40	1,050	-	-	0,886	2,915	1,183	2,989	Ruptura						
45	1,910	-	-	0,988	3,293	1,323	3,344	-	-	-	-	-	-	-
49,5	Ruptura							-	-	-	-	-	-	-

Onde: ϵ_C = Deformação específica do concreto; ϵ_{S1} e ϵ_{S2} = Deformação específica do aço; ϵ_{CT} = Deformação específica teórica do concreto;
 ϵ_{ST} = Deformação específica teórica do aço.

5.4.1.1- Resultados Referentes às Flechas

As flechas instantâneas foram medidas em três pontos, no meio do vão (a_{01}) e sob as cargas concentradas (a_{02} e a_{03}). De acordo com a Tabelas 5.8, a flecha admissível ($l/300$) de um centímetro, no meio do vão, foi atingida ao nível de carga de 30 kN, no caso da viga laterítica (VL-02), e de 23 kN, para a viga calcária (VC-01), obtido através de interpolação. Isto indica uma diferença de 30 % entre as cargas que provocaram nas vigas a flecha admissível de um centímetro.

As flechas medidas sob as duas cargas concentradas, apresentaram valores muito próximos, sendo, em média, 14 % menores que os valores registrados para as flechas no meio do vão, tanto para a VL-02 quanto para a VC-01. As Figuras 5.6 e 5.7 mostram graficamente a evolução das flechas com o carregamento para as vigas VL-02 e VC-01, respectivamente.

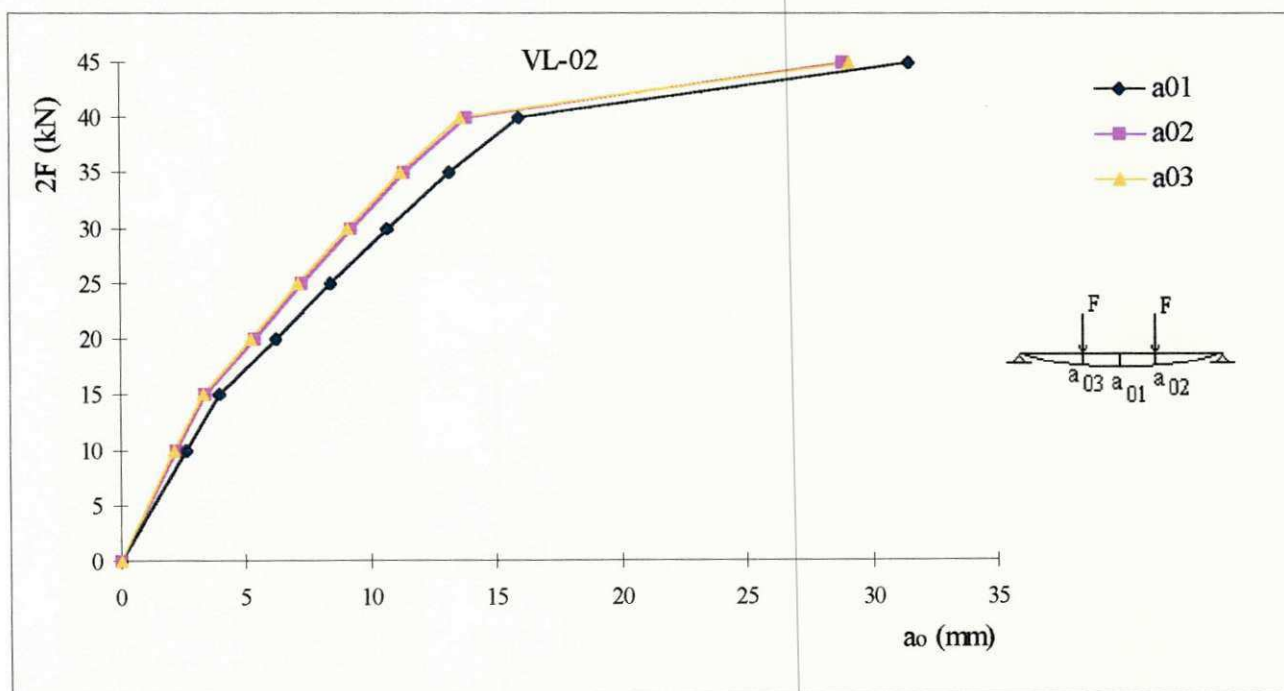


Figura 5.6 - Gráfico Carga-Flechas Experimentais Instantâneas da Viga VL - 02

As flechas máximas medidas para a viga VL-02 ao nível de carga de 45 kN foram de 31,50 mm, no meio do vão (a_{01}), 28,85 mm, sob a carga da direita (a_{02}), e de 29,05 mm, sob a carga concentrada da esquerda (a_{03}), conforme está indicado na Figura 5.6.

Devido ao problema do tombamento lateral da viga VC-01, os valores máximos das flechas foram medidos ao nível de carga de 37,5 kN, sendo de 27,51 mm, no meio do vão, e de 22,71 e 22,80 mm, respectivamente sob as cargas da direita e da esquerda (Figura 5.7).

Traçando-se os gráficos carga-flecha, no meio do vão, das duas vigas (Figura 5.8), pode-se observar que a VC-01 apresentou flechas, em média, 37 % maiores que as da VL-02.

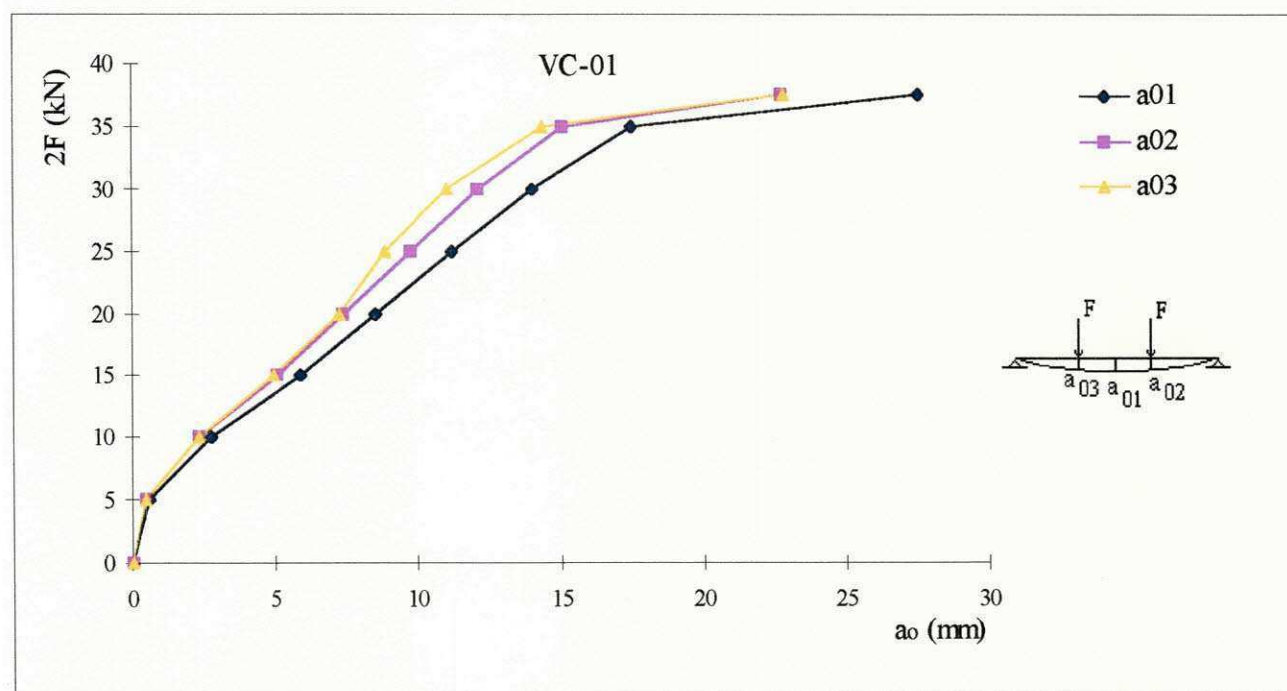


Figura 5.7 - Gráfico Carga-Flechas Experimentais Instantâneas da Viga VC - 01

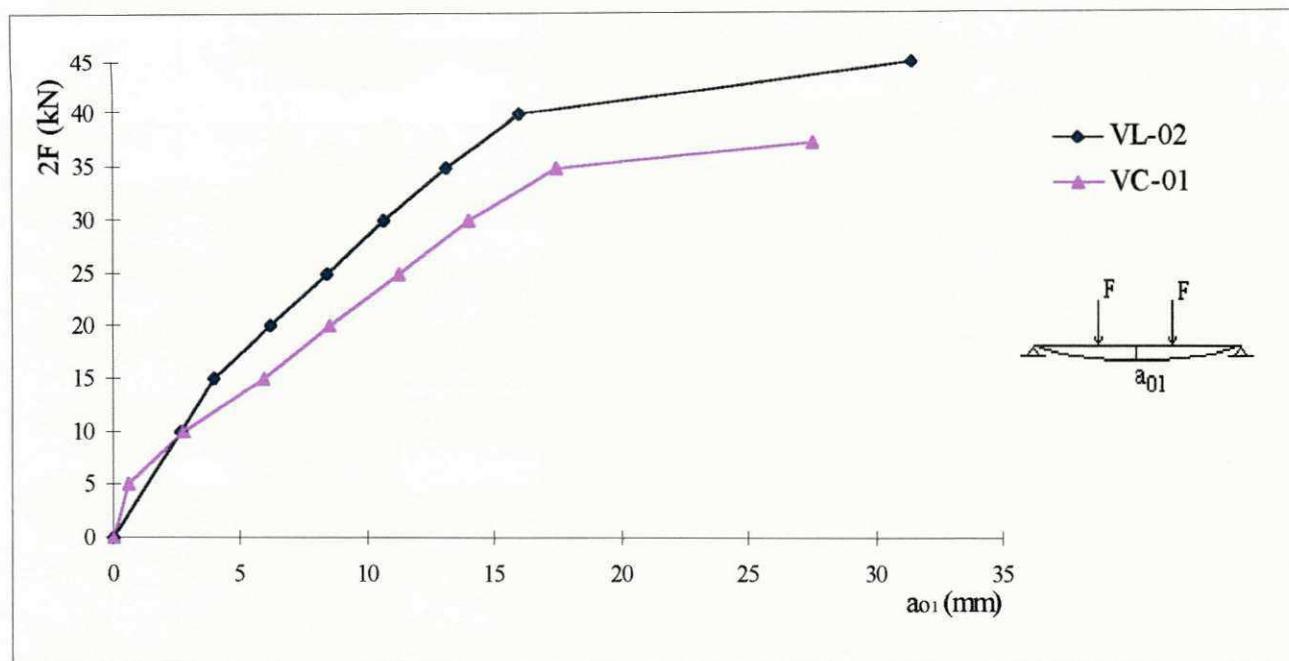


Figura 5.8 - Gráfico Carga-Flechas Experimentais Instantâneas, no Meio do Vão, para as Vigas VL-02 e VC-01

Comparando-se os valores experimentais, no meio do vão, aos obtidos teoricamente, observa-se que na viga VL-02 os valores obtidos pelas expressões do CEB foram, com exceção da carga de 15 kN, inferiores aos valores experimentais. A diferença mínima foi de 0,08 mm, para a carga de 20 kN, e a máxima de 15,9 mm, para a carga de 45 kN. Esta grande diferença entre os valores experimentais e teóricos próximo a ruptura da viga deve-se, provavelmente, ao estado altamente plástico atingido pela mesma, não mais obedecendo às hipóteses de cálculo. Com relação aos valores encontrados pelas expressões da ABNT, estes foram superiores aos experimentais até o nível de carga de 35 kN, sendo a máxima diferença observada de 2,07 mm, correspondente a carga de 15 kN. A partir de 35 kN, as flechas experimentais apresentaram-se superiores, até que, ao nível de 45 kN, a diferença alcançou o valor de 14,9 mm. A Figura 5.9 mostra as curvas carga-flecha, no meio do vão, para a viga VL-02 obtidos experimentalmente e pelas expressões teóricas do CEB e da ABNT.

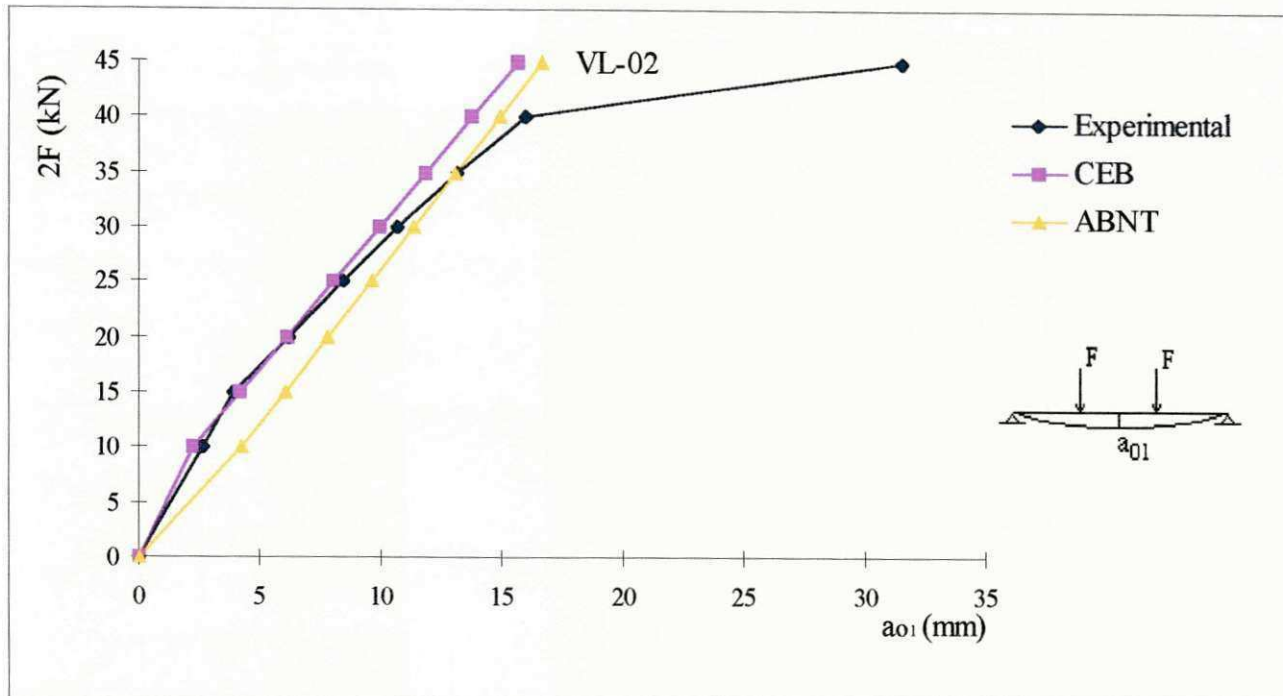


Figura 5.9 - Gráfico Carga-Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Viga VL-02

No caso da viga calcária VC-01, as diferenças entre os valores experimentais e teóricos foram, em geral, maiores que as observadas para a viga laterítica VL-02, conforme observa-se na Figura 5.10. Do mesmo modo que na viga VL-02, os valores obtidos das flechas pelas expressões do CEB foram menores que os experimentais, exceto para as cargas de 5 e 10 kN, sendo a menor diferença igual a 0,17 mm, para a carga de 15 kN, e a maior de 12,81 mm, para a carga de 37,5 kN. Assim como na viga VL-02, os valores experimentais e teóricos se distanciaram com o aumento da carga. Com relação aos valores obtidos pela ABNT, estes foram superiores aos obtidos experimentalmente até a carga de 35 kN, com uma diferença máxima de 2,67 mm, para a carga de 10 kN. A partir deste nível de carga, os valores experimentais superaram os teóricos, até que ao atingir a carga de 37,5 kN, a diferença foi de 9,91 mm, como pode-se observar na Figura 5.10.

Também para esta viga, os valores experimentais próximos à ruptura se distanciaram dos valores encontrados teoricamente, já que para níveis de carga muito elevados a viga não mais obedece às hipóteses de cálculo.

Assim, de modo geral, a viga VL-02 apresentou flechas menores que a viga VC-01. Além disso, os valores teóricos, para as duas vigas ensaiadas, mostraram-se coerentes aos obtidos experimentalmente, sendo os valores obtidos pelas equações do CEB mais próximos dos valores experimentais. O que era esperado, já que as equações propostas pelo CEB levam em conta a resistência do concreto entre as fissuras, o que não é considerado nas equações propostas pela ABNT.

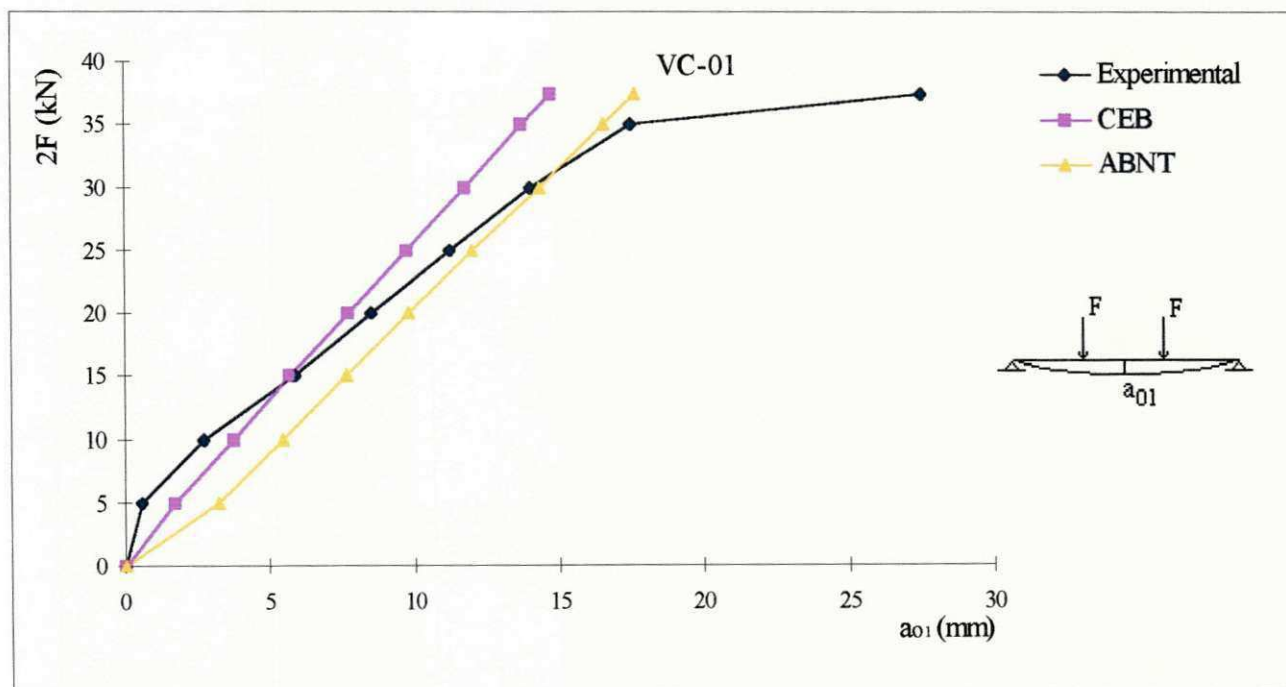


Figura 5.10 - Gráfico Carga-Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Viga VC-01

5.4.1.2- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto

As deformações específicas, experimentais e teóricas, do concreto (ϵ_c) para as vigas laterítica VL-02 e calcária VC-01, estão mostradas na Tabela 5.9.

O concreto da viga VL-02 apresentou encurtamento de 1,91‰, obtido para a carga de 45 kN, enquanto o da viga VC-01 apresentou um encurtamento de 2,42‰, para a carga de 39,5 kN, valor 27 % maior que o máximo valor encontrado para a VL-02. Ou seja, até estes níveis de carga, o concreto não havia atingido a deformação de 3,5‰, característica do esmagamento do concreto. A Figura 5.11 mostra as curvas carga-deformação específica instantânea do concreto, no meio do vão, para as duas vigas ensaiadas, podendo-se observar que, de modo geral, as deformações específicas do concreto para a viga VC-01 foram maiores do que as da viga VL-02, demonstrando, mais uma vez, ser o concreto calcário mais deformável que o concreto laterítico.

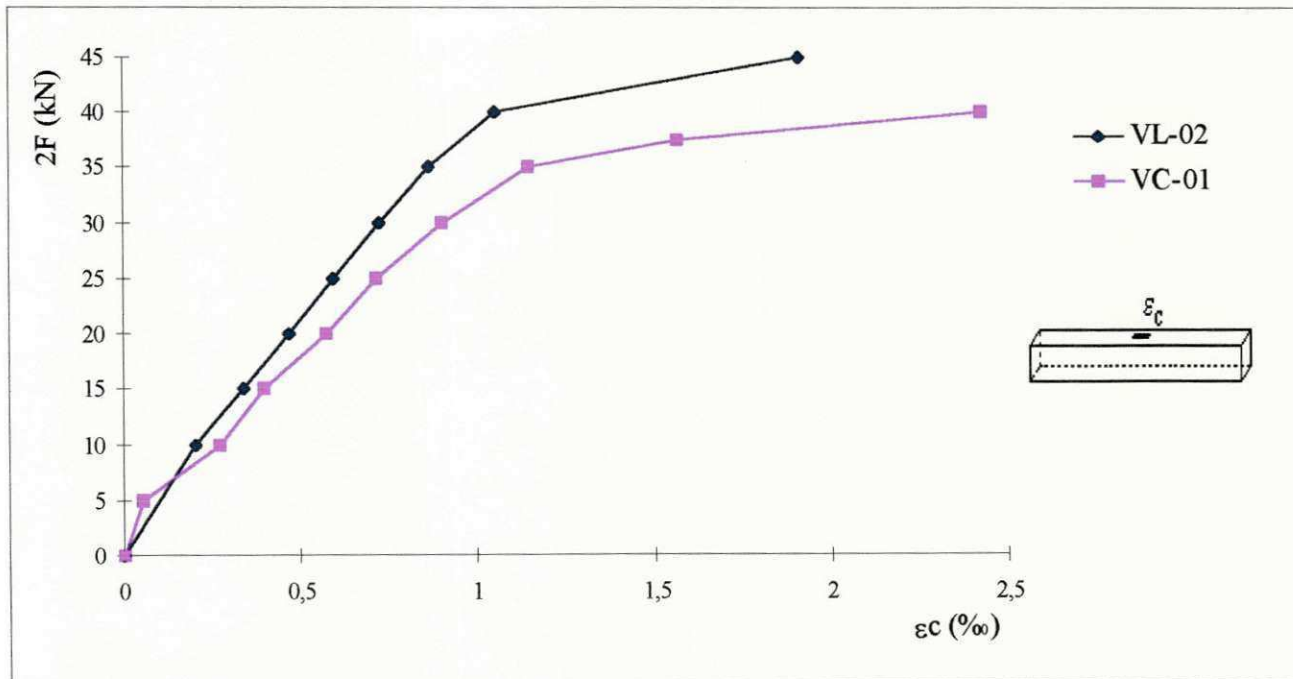


Figura 5.11 - Gráfico Carga-Deformação Específica Experimental Instantânea do Concreto para as Vigas VL - 02 e VC-01

Com relação aos valores teóricos observa-se que, segundo a Tabela 5.9 e Figura 5.12, para a viga VL-02, os valores determinados pelas expressões do CEB foram superiores aos experimentais até a carga de 20 kN. A partir de 25 kN, os valores experimentais superaram os teóricos. A diferença máxima alcançada entre estes valores foi de 93,3%, para a carga de 45 kN. Segundo a ABNT, os valores teóricos obtidos para a viga VL-02, foram sempre superiores aos experimentais, com exceção da carga de 45 kN, quando o valor experimental foi 44 % superior ao teórico (Figura 5.12). Com relação à viga VC-01, observa-se na Tabela 5.9 e Figura 5.13, que os valores teóricos obtidos pelo CEB, foram superiores aos experimentais até a carga de 30 kN, a partir deste ponto os valores experimentais mostraram-se superiores, sendo a diferença máxima observada de 103,2 % para a carga de 39,5 kN. Com relação aos valores obtidos pela ABNT, estes foram superiores aos experimentais até a carga de 35 kN. A partir deste nível de carregamento, os valores experimentais superaram os obtidos pelas expressões teóricas da ABNT, obtendo-se uma diferença máxima de 82,5 % para a carga de 39,5 kN, conforme observa-se na Figura 5.13.

Assim, pode-se dizer que os encurtamentos do concreto foram maiores para a viga VC-01, provavelmente devido ao maior módulo de deformação deste concreto. Os valores teóricos mostraram-se compatíveis com os experimentais para níveis de carga usuais, distanciando-se destes para níveis de carga elevados, próximos à ruptura, pelos mesmos motivos já relacionados na análise das flechas. Também para as deformações do concreto os valores teóricos obtidos pelo CEB foram menores que os obtidos pela ABNT, provavelmente por levarem em consideração a resistência do concreto entre as fissuras.

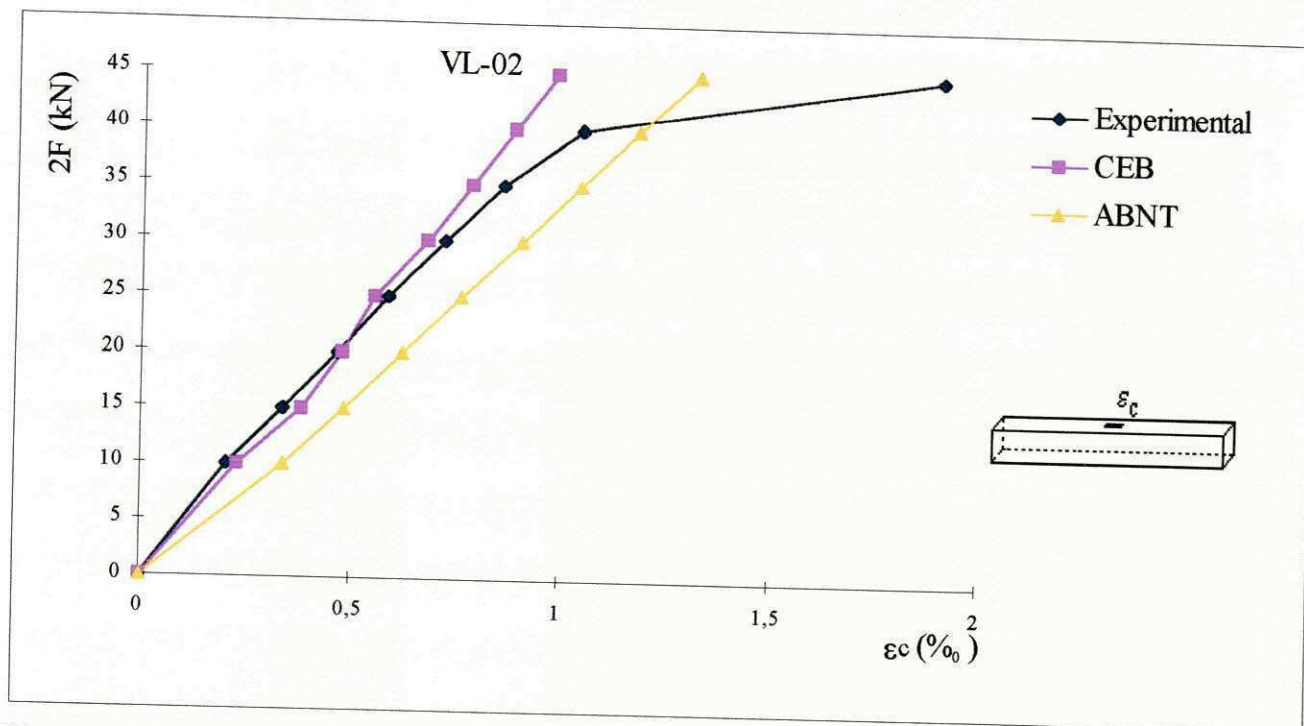


Figura 5.12 - Gráfico Carga-Deformação Específica Instantânea do Concreto, Experimental e Teórica, da Viga VL - 02

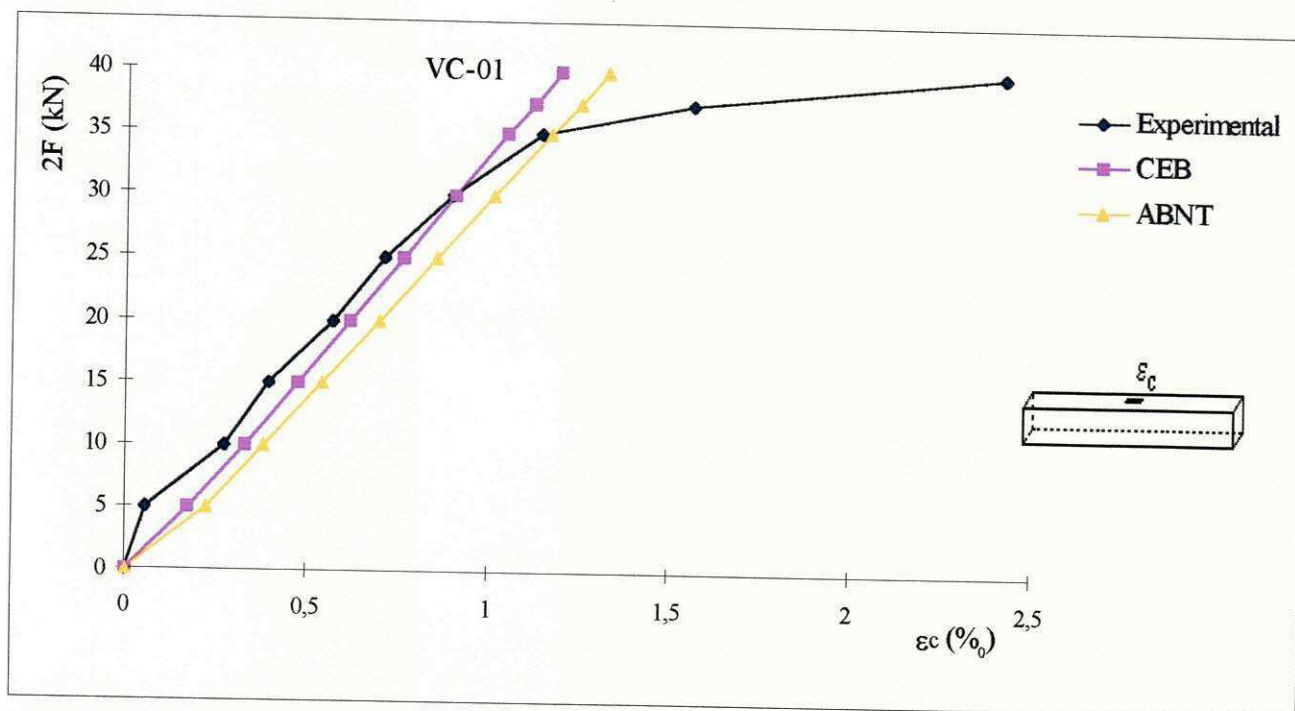


Figura 5.13 - Gráfico Carga-Deformação Específica Instantânea do Concreto, Experimental e Teórica, da Viga VC-01

5.4.1.3- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço

Os alongamentos dos aços foram determinados através das leituras dos strain-gages colados às barras de aço tracionadas das vigas. No entanto, para a viga VL-02 e para um dos strain-gages da viga VC-01, os valores apresentaram-se muito dispersos, pondo em dúvida a confiabilidade das leituras, problema provavelmente relacionado à formação de bolhas de ar durante a colagem dos strain-gages às barras de aço. Assim, esses valores, foram desprezados. A Tabela 5.9 mostra a deformação experimental da viga VC-01 e os valores teóricas para as duas vigas ensaiadas.

A armadura da viga VC-01 apresentou um alongamento de 7,54 ‰, correspondente à carga de 30 kN. Ou seja, para este nível de carga o aço apresentou um alongamento inferior a 10 ‰, correspondente à deformação de escoamento do aço. Acima deste nível de carga as leituras foram perdidas.

Os valores teóricos encontrados pelo CEB e pela ABNT diferiram, em média, de 2 % para as duas vigas ensaiadas. Para a viga VL-02, os valores dos alongamentos teóricos do aço foram menores, o que era de se esperar já que as deformações no concreto e as flechas também foram menores para esta viga. O comportamento teórico do alongamento do aço para as duas vigas pode ser observado na Figura 5.14.

Do exposto pode-se concluir que as deformações teóricas do aço para as duas vigas, VL-02 e VC-01, são muito semelhantes, no entanto, as deformações experimentais não puderam ser comparadas devido aos problemas anteriormente justificados.

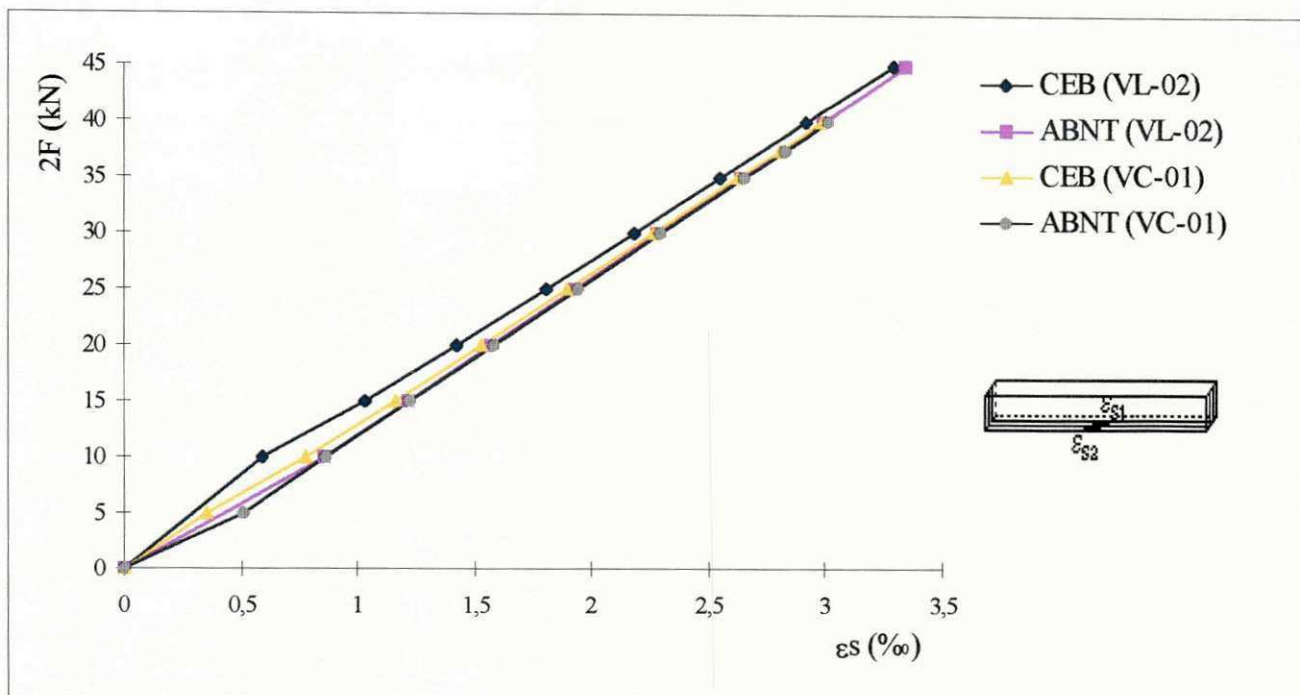


Figura 5.14 - Gráfico Carga-Deformações Específicas Instantâneas Teóricas do Aço para as Vigas VL-02 e VC-01

5.4.2 - Resultados Referentes ao Comportamento das Vigas Submetidas a Carregamento ao Longo do Tempo

Foram ensaiadas ao longo do tempo as Vigas Granítica VG-01 e a Viga Laterítica VL-01. Estas foram submetidas a duas cargas concentradas, $2F = 14,0$ kN, durante um período de 120 dias. Os valores experimentais e teóricos, determinados pelas expressões do CEB e da ABNT, estão indicados nas Tabelas 5.10 e 5.11.

Para maior clareza de apresentação, os resultados desta fase de estudo foram divididos em:

- Resultados Referentes às Flechas
- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto
- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço

Tabela 5.10 - Flechas ao Longo do Tempo, Experimentais e Teóricas, para as Vigas VG - 01 e VL - 01

t (dias)	Flechas (mm)			
	Viga Granítica VG - 01		Viga Laterítica VL - 01	
	Experimental	Teórica (CEB)	Experimental	Teórica (CEB)
	a_{t1}	$a_{t1(T)}$	a_{t1}	$a_{t1(T)}$
0	2,34	4,09	3,65	4,39
5	3,82	4,26	4,30	4,58
10	3,96	4,30	4,46	4,62
20	4,01	4,39	4,53	4,73
30	4,12	4,40	4,69	4,73
40	4,18	4,47	4,77	4,81
50	4,21	4,47	4,80	4,81
60	4,21	4,48	4,82	4,83
70	4,20	4,49	4,83	4,84
80	4,20	4,50	4,84	4,85
90	4,20	4,54	4,84	4,92
100	4,21	4,54	4,85	4,92
110	4,22	4,58	4,85	4,98
120	4,22	4,59	4,85	4,99

Onde: a_{t1} = Flecha ao longo do tempo no meio do vão; $a_{t1(T)}$ = Flecha teórica ao longo do tempo no meio do vão.

Segundo a ABNT, as flechas em um tempo infinito ($a_{t\infty}$) serão: VG - 01 $\rightarrow a_{t\infty} = 5.9$ mm

VL - 01 $\rightarrow a_{t\infty} = 6,0$ mm

Tabela 5.11 - Deformações Específicas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Vigas VL - 02 e VC - 01

t (dias)	Deformação Específica - ϵ (‰)													
	Viga Granítica VG-01							Viga Laterítica VL-01						
	Experimentais			Teóricas				Experimentais			Teóricas			
	ϵ_C	ϵ_{S1}	ϵ_{S2}	CEB		ABNT		ϵ_C	ϵ_{S1}	ϵ_{S2}	CEB		ABNT	
ϵ_{CT}				ϵ_{ST}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{CT}				ϵ_{ST}			
0	0,190	1,218	0,594	0,279	0,677	0,405	1,101	0,224	1,258	1,272	0,201	0,684	0,439	1,108
5	0,220	1,242	1,088	0,326	0,791	0,473	1,286	0,238	1,306	1,358	0,235	0,799	0,512	1,294
10	0,226	1,284	1,130	0,336	0,816	0,487	1,325	0,258	1,322	1,364	0,242	0,824	0,528	1,334
20	0,264	1,292	1,148	0,366	0,887	0,530	1,442	0,266	1,338	1,386	0,263	0,896	0,574	1,451
30	0,268	1,301	1,186	0,367	0,890	0,532	1,446	0,269	1,346	1,392	0,264	0,899	0,576	1,455
40	0,270	1,309	1,290	0,385	0,935	0,558	1,519	0,280	1,351	1,394	0,278	0,944	0,604	1,528
50	0,278	1,320	1,310	0,388	0,940	0,562	1,528	0,285	1,358	1,400	0,279	0,950	0,608	1,537
60	0,280	1,335	1,390	0,392	0,951	0,568	1,546	0,289	1,364	1,412	0,283	0,961	0,615	1,555
70	0,285	1,342	1,402	0,397	0,962	0,575	1,563	0,292	1,392	1,430	0,286	0,972	0,622	1,573
80	0,290	1,358	1,418	0,399	0,967	0,578	1,572	0,294	1,406	1,444	0,287	0,977	0,626	1,582
90	0,293	1,390	1,426	0,415	1,007	0,601	1,636	0,301	1,410	1,502	0,299	1,017	0,651	1,646
100	0,298	1,404	1,431	0,416	1,009	0,603	1,640	0,309	1,418	1,518	0,300	1,020	0,653	1,650
110	0,301	1,409	1,436	0,434	1,051	0,628	1,708	0,318	1,422	1,526	0,312	1,062	0,680	1,719
120	0,304	1,411	1,439	0,435	1,054	0,629	1,713	0,322	1,425	1,531	0,313	1,065	0,682	1,723

Onde: ϵ_C = Deformação específica do concreto; ϵ_{S1} e ϵ_{S2} = Deformação específica do aço; ϵ_{CT} = Deformação específica teórica do concreto; ϵ_{ST} = Deformação específica teórica do aço.

5.4.2.1- Resultados Referentes às Flechas

As flechas ao longo do tempo (a_t) para as vigas VG-01 e VL-01, foram medidas no meio do vão. Conforme os valores da Tabela 5.10, a flecha no instante $t = 0$ foi de 2,34 mm, para a viga VG-01, e de 3,65 mm, para a viga VL-01, correspondendo a uma diferença de 56 %, o que era de se esperar já que o concreto granítico apresentou menor módulo de deformação que o concreto laterítico. No entanto, esta diferença caiu para 12,6 % , no quinto dia, mantendo-se ao longo do tempo em 14,2 %, em média. Esta aproximação das flechas ao longo do tempo pode ter como causa o aumento maior de resistência, com o tempo, apresentado pelo concreto laterítico, já discutido anteriormente. A evolução das flechas com o tempo para as vigas VG-01 e VL-01 está indicada graficamente na Figura 5.15.

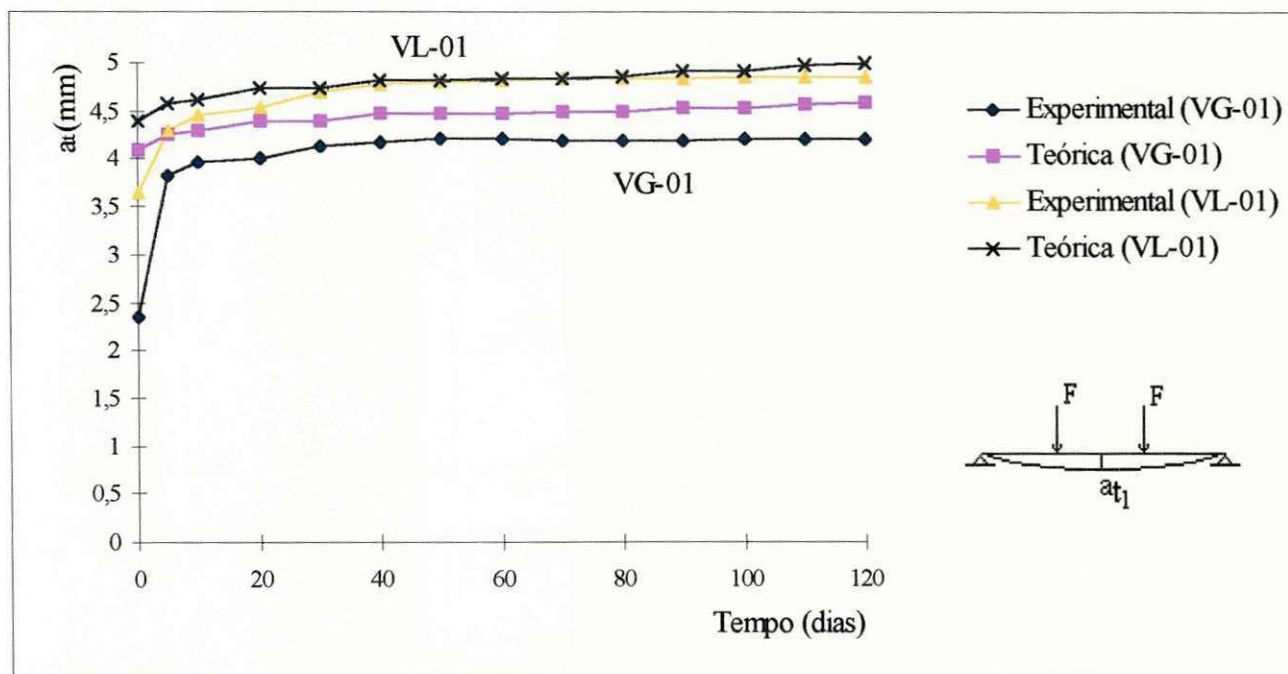


Figura 5.15 - Evolução das Flechas com o Tempo para as Vigas VG-01 e VL-01

De acordo com a Tabela 5.10 e Figura 5.15, as flechas teóricas, calculadas pelo CEB, foram, para as duas vigas ensaiadas, sempre maiores que as flechas experimentais, com diferença média de 8 % para a viga VG-01 e de 3 % para a VL-01. Ou seja, as equações propostas pelo CEB mostraram-se compatíveis com os valores experimentais.

As expressões da ABNT, fornecem apenas o valor da flecha para um tempo infinito, não sendo possível determinar a evolução das flechas com o passar do tempo. De acordo com estas expressões, a flecha num tempo infinito seria de 5,90 mm para a viga VG-01 e de 6,00 mm para a viga VL-01, conforme está indicado na Tabela 5.10. Estes resultados indicam uma diferença de 40 % entre o valor teórico e o experimental para a viga VG-01 e de 24 % para a viga VL-01, o que era de se esperar já que, pelas expressões da ABNT a resistência do concreto entre as fissuras é desprezada.

A fim de avaliar o efeito da temperatura e da umidade relativa do ar nas vigas ensaiadas ao longo do tempo, foram feitas duas leituras diárias das flechas, uma às 9:00 e outra às 15:00 horas, sendo determinadas, ao mesmo tempo, a temperatura ambiente (T), em °C, e a umidade relativa do ar (UR), em %. Alguns dos valores encontrados estão indicados na Tabela 5.12.

De acordo com os valores da Tabela 5.12, pode-se concluir que as flechas aumentaram com o aumento da temperatura e com a diminuição da umidade relativa do ar, confirmando o exposto no capítulo 4, item 4.6.2.2. Outro ponto observado é que, para as mesmas condições de temperatura e umidade, a variação das flechas foi maior para a viga VL-01, provavelmente devido a menor rigidez apresentada por este concreto, indicando existir influência do tipo de agregado no valor da deformação lenta. Nos dois casos, para a viga VG-01 e VL-01, esta variação diária das flechas foi, em média, 1% do valor da flecha medida no instante $t = 0$.

Tabela 5.12 - Variação das Flechas ao Longo do Tempo com a Temperatura e a Umidade Relativa do Ar para as Vigas.

Data	Horário	a_t (mm)		Δa_t (mm)		T (°C)	ΔT (°C)	UR (%)	ΔUR (%)
		VG-01	VL-01	VG-01	VL-01				
08/01/96	9:00	3,82	4,30	0,02	0,03	25,8	5,2	78	29,0
	15:00	3,84	4,33			31,0		49	
18/01/96	9:00	3,99	4,51	0,03	0,04	26,6	5,2	70	21,0
	15:00	4,01	4,55			31,8		49	
26/01/96	9:00	4,07	4,62	0,03	0,04	26,2	5,1	60	16,0
	15:00	4,10	4,66			31,3		44	
07/02/96	9:00	4,16	4,76	0,03	0,05	26,2	5,4	65	17,0
	15:00	4,19	4,81			31,6		48	
16/02/96	9:00	4,21	4,83	-	0,01	21,9	0,1	98	1,0
	15:00	4,21	4,84			21,8		97	
27/02/96	9:00	4,21	4,82	0,01	0,03	26,7	4,1	72	18,0
	15:00	4,22	4,85			30,8		54	
08/03/96	9:00	4,21	4,82	0,03	0,05	24,9	5,8	72	22,0
	15:00	4,24	4,87			30,7		50	
18/03/96	9:00	4,20	4,84	-	0,02	21,5	0,4	97	2,0
	15:00	4,20	4,86			21,9		95	
28/03/96	9:00	4,20	4,84	0,03	0,04	26,3	5,1	58	17,0
	15:00	4,23	4,88			31,4		41	
08/04/96	9:00	4,21	4,85	-	0,01	21,2	0,6	98	3,0
	15:00	4,21	4,86			21,8		95	
23/04/96	9:00	4,22	4,86	0,01	0,02	25,2	2,5	83	15,0
	15:00	4,23	4,88			27,8		68	
08/05/96	9:00	4,22	4,86	0,02	0,03	25,6	5,2	76	22,0
	15:00	4,24	4,89			30,8		54	

a_t = flecha ao longo do tempo; Δa_t = variação das flechas durante o dia; T = Temperatura; ΔT = variação da temperatura; UR = umidade relativa do ar; ΔUR = variação da umidade relativa do ar

5.4.2.2- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto

As deformações específicas, experimentais e teóricas, do concreto ao longo do tempo para as vigas VG-01 e VL-01 estão indicadas na Tabela 5.11.

No instante do carregamento, o encurtamento do concreto foi de 0,19 ‰, para a viga VG-01, e de 0,224 ‰, para a viga VC-01, correspondendo a uma diferença de 18 %. Com o passar do tempo, esta diferença foi reduzida a um valor médio de 4 %. Assim, como pode-se observar na Figura 5.16, as deformações do concreto, para as duas vigas, foram muito próximas.

Analisando-se os valores teóricos obtidos pelas expressões do CEB para a viga VG-01, observa-se que estes foram sempre superiores aos obtidos experimentalmente, o mesmo ocorrendo para os valores teóricos obtidos pelas expressões da ABNT. No entanto, conforme está indicado na Figura 5.17, os valores teóricos obtidos pelo CEB foram os que mais se aproximaram dos valores experimentais, o que era esperado, já que estas expressões levam em consideração a resistência do concreto entre as fissuras, ao contrário do que acontece nas expressões da ABNT. Em termos percentuais, as diferenças entre os valores teóricos e experimentais foram, em média, de 45 % para os valores do CEB e de 103 % para os da ABNT. Estes percentuais podem ser atribuídos, além das razões expostas anteriormente, às diferenças entre os módulos de deformação experimentais e os determinados pelas expressões teóricas, pelas razões já discutidas durante a análise do módulo de deformação.

No caso da viga VL-01, os valores teóricos obtidos pelo CEB, apresentaram-se muito próximos aos valores obtidos experimentalmente, em média de 2 % menores que os experimentais. Já os valores obtidos pela ABNT, apresentaram-se bem acima, em média 114 %, dos valores experimentais, conforme está indicado na Figura 5.18, possivelmente pelas mesmas razões citadas anteriormente.

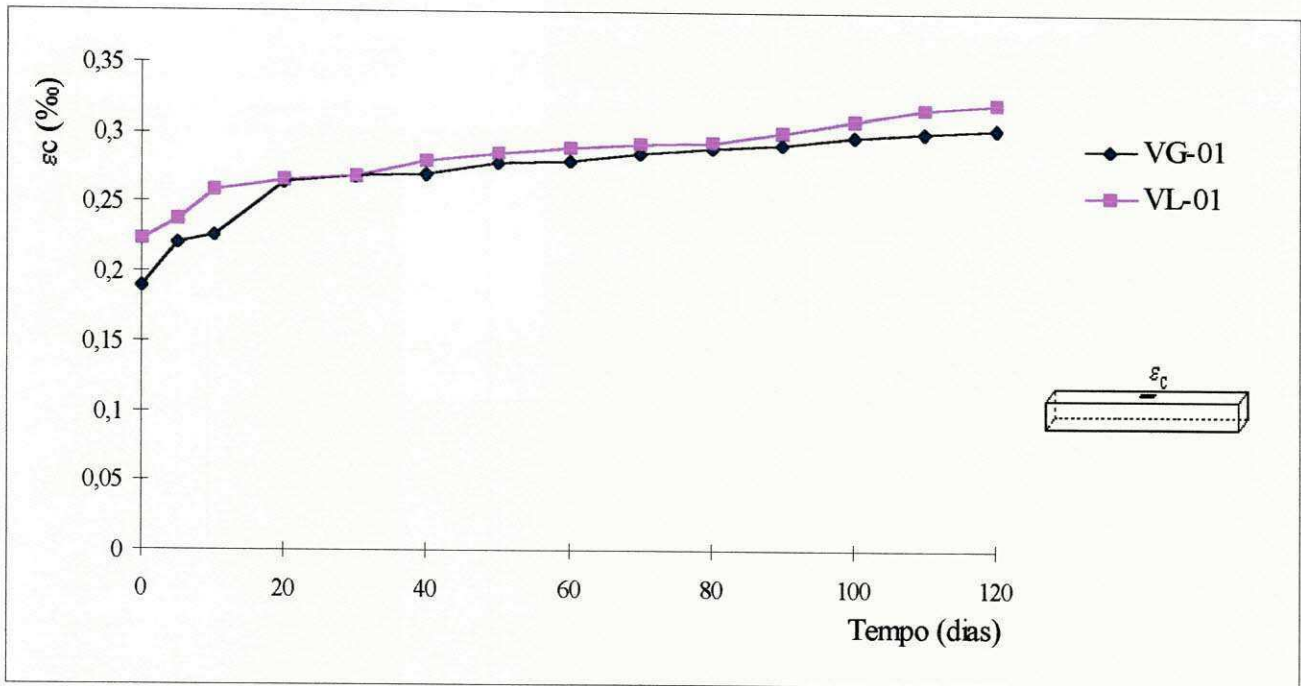


Figura 5.16 - Evolução das Deformações Específicas do Concreto com o Tempo para as Vigas VG-01 e VC-01

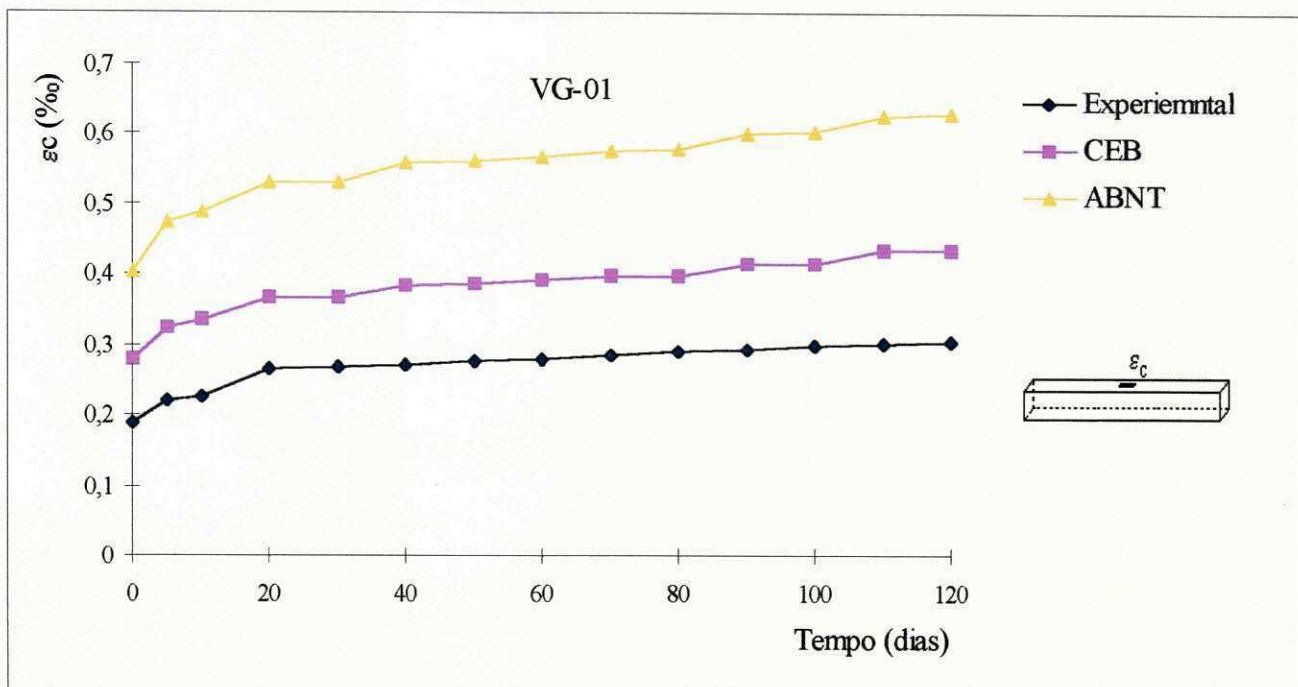


Figura 5.17 - Evolução das Deformações Específicas do Concreto com o Tempo para a Viga VG-01

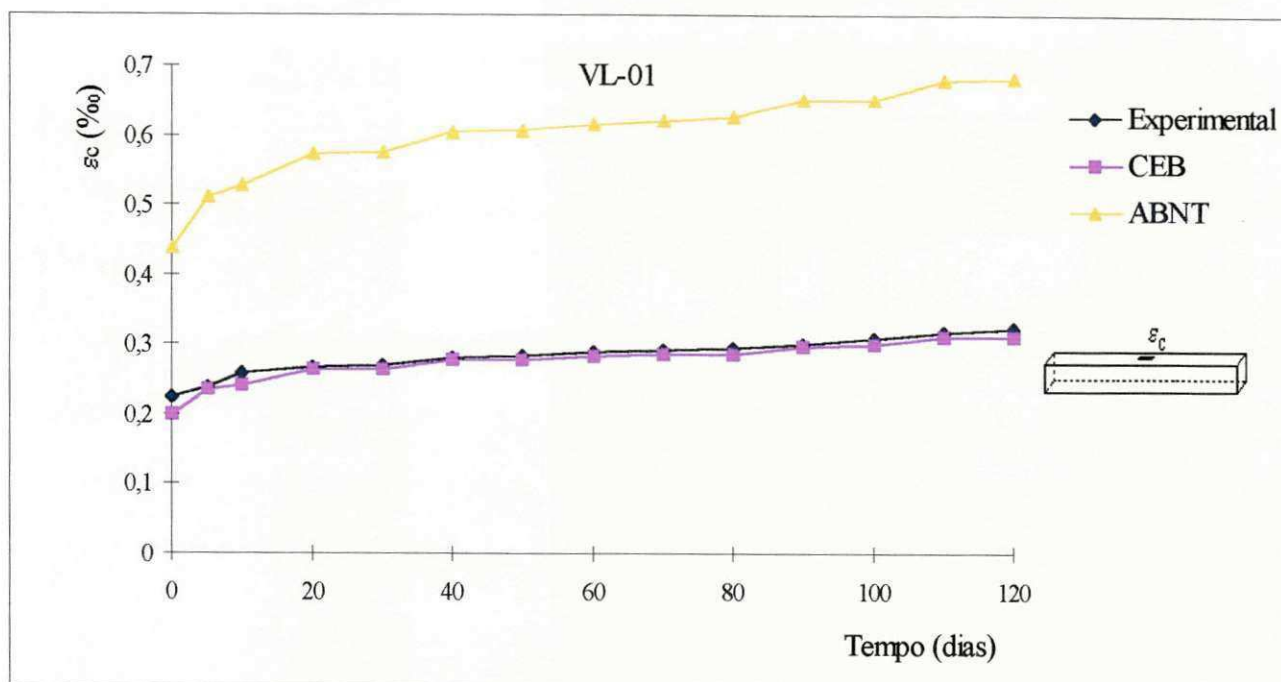


Figura 5.18 - Evolução das Deformações Específicas do Concreto com o Tempo para a Viga VL-01

Desta forma, pode-se concluir que as deformações específicas obtidas pelas expressões teóricas do CEB aproximaram-se mais das deformações obtidas experimentalmente, principalmente no caso da viga VL-01, onde os valores foram praticamente iguais. Com relação aos valores obtidos pela ABNT, estes situaram-se muito acima dos valores experimentais, para as duas vigas ensaiadas, provavelmente por não considerarem nos cálculos a resistência do concreto entre as fissuras.

5.4.2.3- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço

Os valores experimentais e teóricos das deformações específicas do aço ao longo do tempo estão mostradas na Tabela 5.11.

De acordo com esta tabela, no instante $t = 0$, as deformações medidas foram de 1,218 e 0,594 ‰, para os strain-gages instalados na viga VG-01, e de 1,258 e 1,272 ‰, para os strain-gages

da viga VL-01. Comparando-se os resultados experimentais destas vigas (Figura 5.19), observa-se que, assim como para os encurtamentos do concreto, os alongamentos do aço foram um pouco maiores para a viga VL-01, com uma diferença média de 3 % para a deformação ϵ_{s1} , e de 9 % para a deformação ϵ_{s2} , indicando, mais uma vez, ser o concreto laterítico menos rígido que o concreto granítico, provavelmente pelo menor módulo de deformação apresentado por aquele concreto.

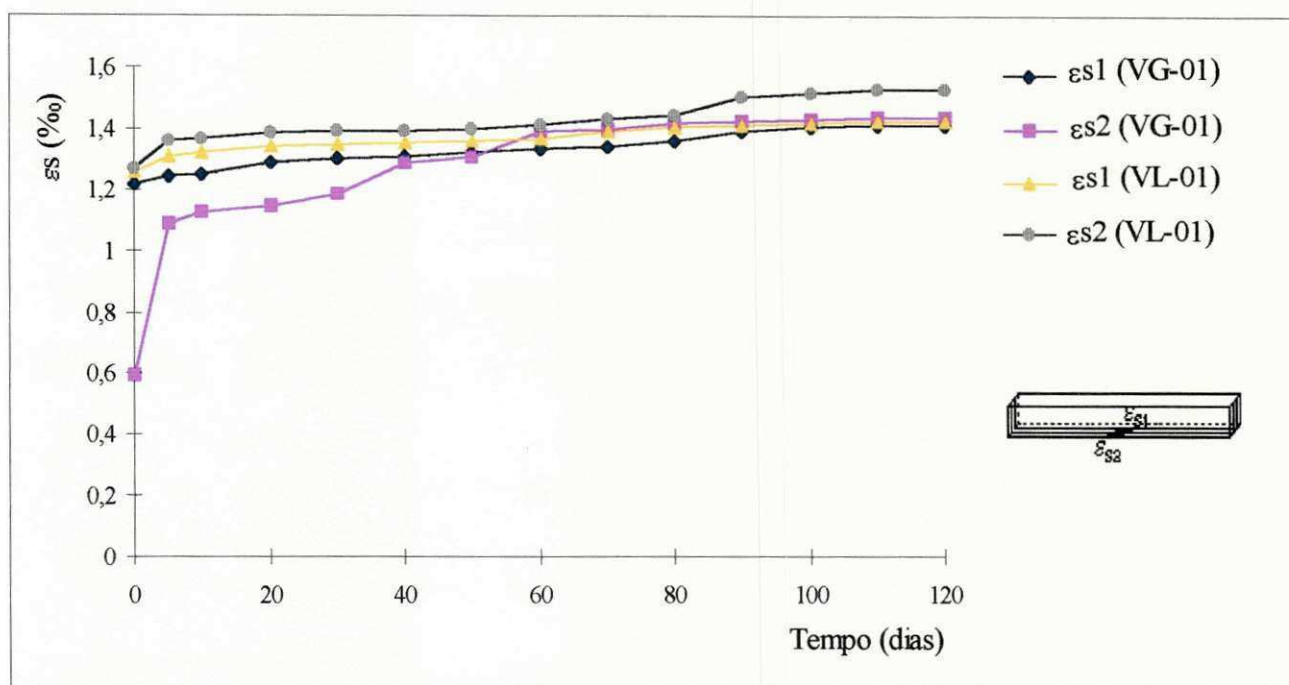


Figura 5.19 - Evolução das Deformações Específicas do Aço com o Tempo para as Vigas VG-01 e VL-01

Com relação aos valores teóricos, observa-se que, para a viga VG-01, os valores obtidos pelas expressões do CEB foram, em média 35 %, menores que os valores experimentais. Já os obtidos através das expressões da ABNT foram, em média, 16,5 % maiores que os valores obtidos experimentalmente, conforme mostra o gráfico da Figura 5.20.

Para a viga VL-01, conforme está indicado na Figura 5.21, as deformações obtidas pelas expressões teóricas comportaram-se da mesma forma que na VG-01. Os valores que mais se

aproximaram dos experimentais foram os obtidos pela ABNT, em média, 13 % maiores, enquanto os obtidos pelo CEB, foram, no geral, 42 % menores que os valores obtidos experimentalmente.

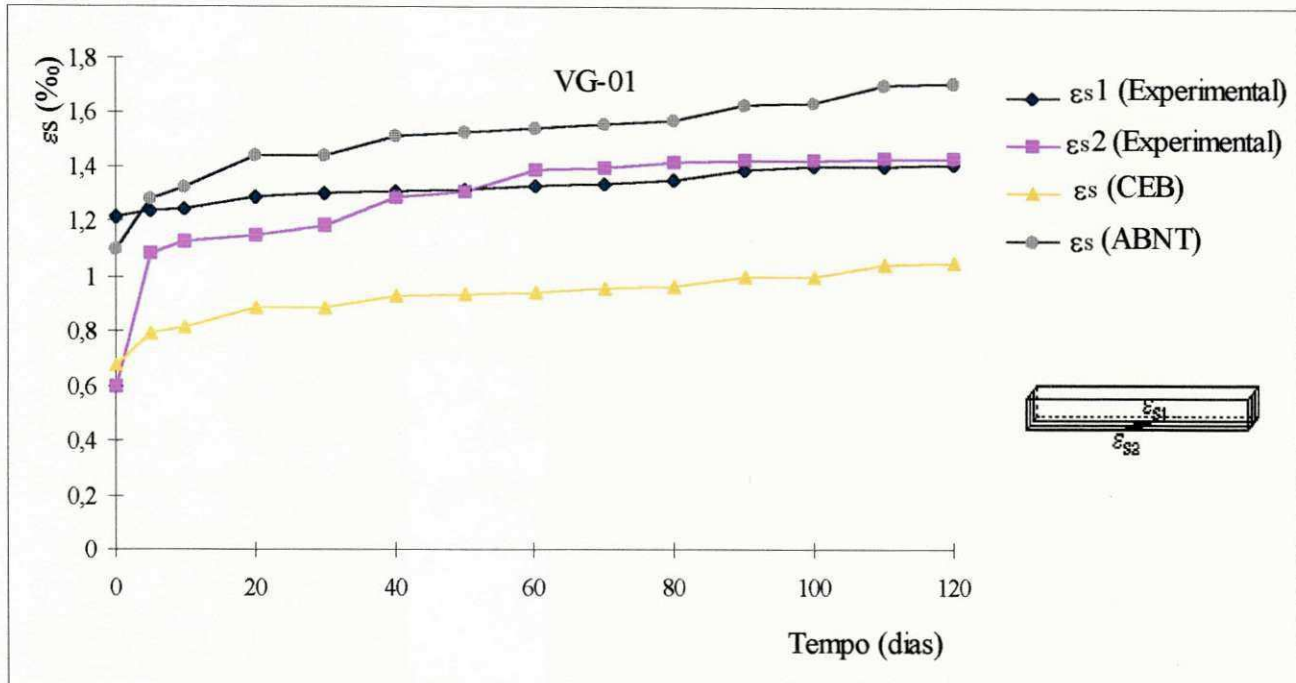


Figura 5.20 - Evolução das Deformações Específicas do Aço com o Tempo para a Viga VG-01

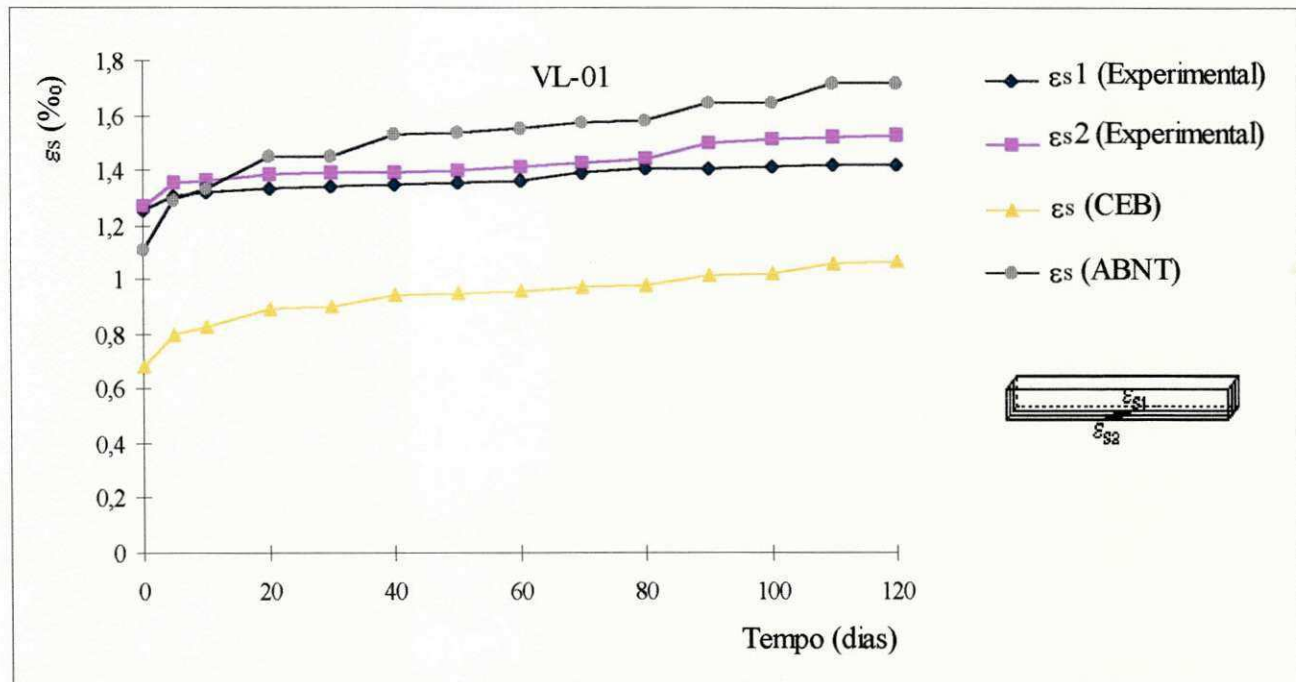


Figura 5.21 - Evolução das Deformações Específicas do Aço com o Tempo para a Viga VL-01

De modo geral, com relação às vigas ensaiadas ao longo do tempo, pode-se dizer que a viga granítica (VG-01) apresentou flechas e deformações, no concreto e no aço, um pouco menores do que as da viga laterítica (VL-01), provavelmente devido a menor rigidez do concreto laterítico. Pode-se concluir também que os valores teóricos foram compatíveis com os valores encontrados experimentalmente, sendo os obtidos pelo CEB mais próximos dos valores experimentais por levarem em consideração a resistência do concreto fissurado. Com relação à influência das variações de temperatura e umidade relativa do ar sobre os valores das flechas ao longo do tempo, observou-se que esta influência foi mais significativa para a viga VL-01, indicando, como era de se esperar, que o tipo de agregado exerce influência sobre as deformações ao longo do tempo, exigindo um estudo mais aprofundado, enfocando este aspecto.

5.5 - Resultados e Análises Referentes ao Comportamento da Lajes

Foram ensaiadas um total de cinco lajes, sendo três submetidas a carregamento instantâneo, Laje Granítica LG-02, Laje Laterítica LL-02 e Laje Calcária LC-01, e duas submetidas a carregamento ao longo do tempo, Laje Granítica LG-01 e Laje Laterítica LL-01.

A apresentação dos resultados seguiu a seguinte ordem:

° Resultados Referentes ao Comportamento das Lajes Submetidas a Carregamento Instantâneo

° Resultados Referentes ao Comportamento das Lajes Submetidas a Carregamento Ao Longo do Tempo

5.5.1 - Resultados Referentes ao Comportamento das Lajes Submetidas a Carregamento Instantâneo

As lajes LG-02, LL-02 e LC-01 foram ensaiadas instantaneamente, sendo submetidas a um carregamento distribuído progressivo, que foi interrompido, nos três casos, devido às deformações excessivas apresentadas pelas lajes, ultrapassando os limites de utilização.

Da mesma forma das vigas, as flechas e as deformações específicas instantâneas do concreto e do aço foram determinadas experimental e teoricamente, cujos resultados estão apresentados nas Tabelas 5.13 e 5.14.

Para maior clareza, os resultados foram apresentados nas seguintes etapas:

- ° Resultados Referentes às Flechas
- ° Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto
- ° Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço

5.5.1.1- Resultados Referentes às Flechas

As flechas instantâneas (a_0) das lajes foram determinadas em três pontos: no meio do vão, em $l/2$ (a_{01}), em $l/4$ à direita (a_{02}) e em $l/4$ à esquerda (a_{03}). De acordo com a Tabela 5.13, a flecha máxima admissível ($l/300$) de um centímetro, no meio do vão, para a laje LG-02, foi ultrapassada para a carga distribuída (q) de $10,3 \text{ kN/m}^2$. No caso das lajes LL-02 e LC-01, a flecha admissível foi ultrapassada para as cargas de $9,80$ e $8,80 \text{ kN/m}^2$, respectivamente, valores obtidos por interpolação. Estes resultados demonstraram que as cargas necessárias para provocar a flecha admissível de um centímetro nas lajes LL-02 e LC-01 foram, respectivamente, 5 e 17 % menores que as da laje LG-02.

Tabela 5.13 - Flechas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Lajes LG - 02, LL - 02 e LC - 01

q (kN/m ²)	Flechas (mm)														
	Laje Granítica LG - 02					Laje Laterítica LL - 02					Laje Calcária LC - 01				
	Experimentais			Teóricas		Experimentais			Teóricas		Experimentais			Teóricas	
				CEB	ABNT				CEB	ABNT				CEB	ABNT
a ₀₁	a ₀₂	a ₀₃	a _{01(T)}	a _{01(T)}	a ₀₁	a ₀₂	a ₀₃	a _{01(T)}	a _{01(T)}	a ₀₁	a ₀₂	a ₀₃	a _{01(T)}	a _{01(T)}	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2,40	1,00	0,68	0,62	1,10	0,90	1,50	0,82	0,96	1,10	1,10	1,61	1,01	1,17	1,20	1,10
4,80	3,11	1,96	1,95	1,80	1,50	3,69	2,19	2,49	1,90	1,70	4,19	2,68	2,97	2,80	12,00
7,30	5,08	3,86	3,97	4,90	11,70	6,63	4,09	4,55	6,10	15,80	7,72	4,94	5,51	7,70	16,60
9,70	8,49	5,65	5,58	9,10	15,70	9,86	6,15	7,80	11,00	22,20	11,40	7,33	7,87	12,60	21,10
12,10	14,26	7,10	7,27	14,90	21,40	14,53	9,25	10,90	15,90	24,60	16,10	10,50	11,10	17,60	25,70
14,50	17,36	10,46	11,49	19,30	26,20	17,90	11,64	13,30	19,90	28,10	19,00	12,35	13,17	21,60	29,40
16,90	21,26	13,65	14,46	22,90	31,80	21,62	14,16	15,97	25,50	33,30	22,10	14,40	15,43	27,50	34,80
19,30	24,44	15,28	15,65	26,10	34,60	24,65	16,16	17,97	27,50	35,00	25,18	16,57	17,59	29,40	36,60
21,80	26,95	17,23	18,30	30,30	40,20	27,75	18,13	20,20	35,50	42,00	30,33	19,99	21,08	37,40	44,40
24,30	28,53	19,22	20,48	36,40	43,50	31,14	20,06	22,61	40,60	46,60	-	-	-	-	-
26,70	31,15	21,64	22,83	42,70	46,90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Onde: a₀₁ = Flecha instantânea no meio do vão; a₀₂ = Flecha instantânea do lado direito, em $l/4$; a₀₃ = Flecha instantânea do lado direito, em $l/4$; a_{01(T)} = Flecha instantânea teórica no meio do vão.

Tabela 5.14 - Deformações Específicas Instantâneas Experimentais e Teóricas das Lajes LG - 02, LL - 02 e LC - 01

q (kN/m ²)	Deformações Específicas - ϵ (‰)																					
	Laje Granítica LG - 02							Laje Laterítica LL - 02							Laje Calcária LC - 01							
	Experimentais			Teóricas				Experimentais			Teóricas				Experimentais			Teóricas				
				CEB		ABNT					CEB		ABNT					CEB		ABNT		
	ϵ_{C1}	ϵ_{C2}	ϵ_s	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{C1}	ϵ_{C2}	ϵ_s	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{C1}	ϵ_{C2}	ϵ_s	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
2,40	0,04	0,02	0,11	0,07	0,05	0,08	0,06	0,05	0,05	0,15	0,07	0,06	0,09	0,06	0,08	-	0,16	0,08	0,06	0,11	0,42	
4,80	0,12	0,07	0,34	0,11	0,09	0,30	1,19	0,12	0,10	0,40	0,12	0,09	0,32	1,19	0,18	-	0,42	0,19	0,54	0,36	1,20	
7,30	0,23	0,12	0,65	0,26	0,81	0,41	1,65	0,24	0,15	0,71	0,25	0,74	0,45	1,65	0,28	-	0,76	0,29	0,95	0,50	1,66	
9,70	0,34	0,18	1,07	0,40	1,50	0,53	2,10	0,36	0,22	1,10	0,39	1,39	0,57	2,10	0,39	-	1,13	0,42	1,56	0,64	2,11	
12,10	0,49	0,25	1,57	0,54	2,16	0,64	2,56	0,47	0,30	1,44	0,51	1,97	0,70	2,56	0,49	-	1,56	0,55	2,11	0,78	2,57	
14,50	0,60	0,44	2,68	0,66	2,67	0,74	2,93	0,59	0,43	2,47	0,61	2,42	0,80	2,93	0,60	-	2,58	0,64	2,96	0,89	2,94	
16,90	0,70	0,48	3,04	0,82	3,48	0,87	3,46	0,68	0,47	2,88	0,74	3,03	0,94	3,46	0,69	-	2,99	0,78	3,13	1,05	3,48	
19,30	0,80	0,53	3,34	0,84	3,59	0,92	3,64	0,78	0,53	3,16	0,79	3,23	0,99	3,64	0,79	-	3,26	0,83	3,32	1,10	3,66	
21,80	0,89	0,58	3,94	1,05	4,50	1,10	4,38	0,84	0,57	3,51	0,97	4,05	1,19	4,38	0,98	-	3,93	1,01	4,11	1,33	4,40	
24,30	1,03	0,59	4,69	1,17	5,09	1,22	4,85	0,97	0,59	4,49	1,08	4,54	1,32	4,85	-	-	-	-	-	-	-	
26,70	1,16	0,61	5,02	1,29	5,62	1,34	5,30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Onde: ϵ_{C1} = Deformação específica do concreto, no meio do vão; ϵ_{C2} = Deformação específica do concreto, em $l/4$; ϵ_s = Deformação específica do aço; ϵ_{CT} = Deformação específica teórica do concreto; ϵ_{ST} = Deformação específica teórica do aço.

Obs: Durante o carregamento da laje LC - 01, o strain-gage ϵ_{C2} foi desligado, não sendo possível obter as respectivas deformações.

As flechas medidas para a laje LG-02 estão indicadas na Tabela 5.13 e Figura 5.22. Como pode-se observar, a flecha máxima, no meio do vão, foi de 31,15 mm, para a carga distribuída de 26,70 kN/m², valor três vezes maior que o da flecha admissível. Para esta mesma carga, as flechas a_{02} e a_{03} foram, respectivamente, iguais a 21,64 e 22,83 mm, que em termos percentuais equivalem a 69,5 e 73,3 % da flecha no meio vão.

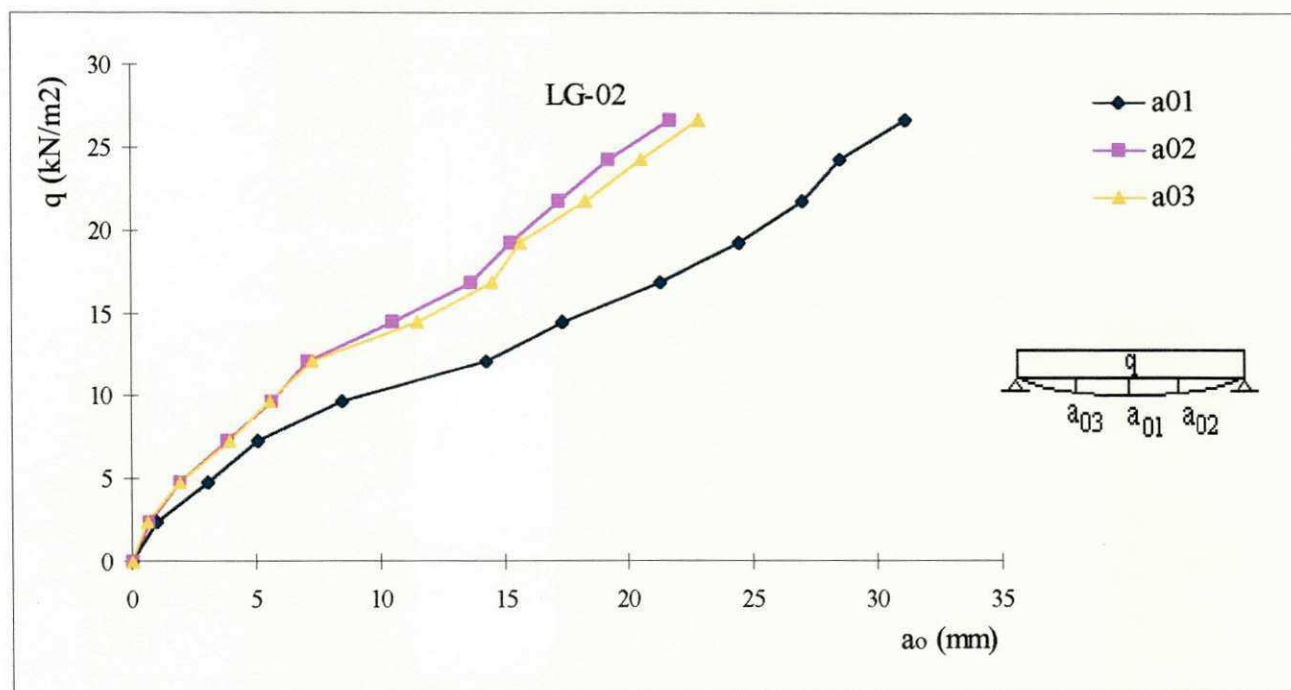


Figura 5.22 - Gráfico Carga-Flechas Instantâneas Experimentais da Laje LG-02

Para a laje LL-02, o valor máximo determinado para a flecha, no meio do vão, foi de 31,14 mm, para a carga distribuída de 24,30 kN/m². Valor idêntico ao encontrado para a laje LG-02, só que para uma carga 10 % menor. As flechas a_{02} e a_{03} foram, respectivamente, iguais a 20,06 e 22,61 mm, que corresponde a 64,4 e 72,6 % da flecha no meio do vão, conforme está indicado na Figura 5.23.

Com relação às flechas da laje LC-01, conforme está indicado na Tabela 5.13 e Figura 5.24, os valores obtidos para a_{01} , a_{02} e a_{03} foram, respectivamente, iguais a 30,33, 19,99 e 21,08 mm,

para um carregamento de 21,80 kN/m². Este valor foi 22 % inferior ao da carga responsável pelo mesmo efeito na laje LG-02.

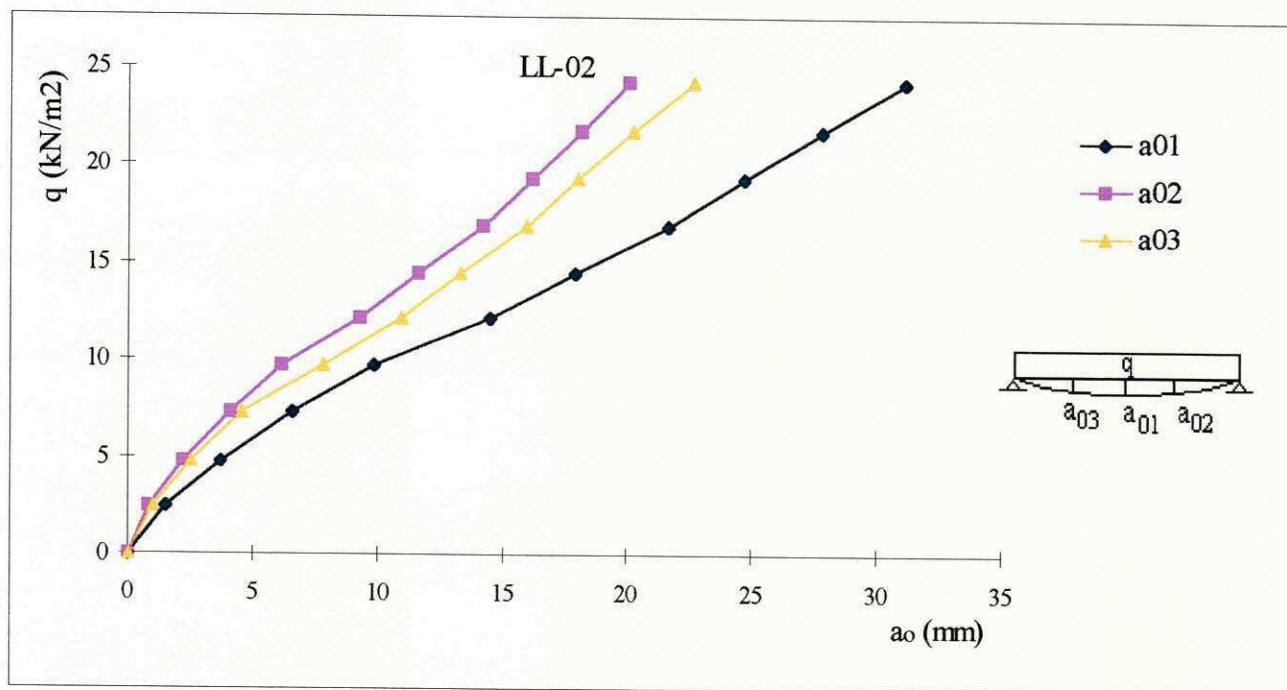


Figura 5.23 - Gráfico Carga-Flechas Instantâneas Experimentais da Laje LL - 02

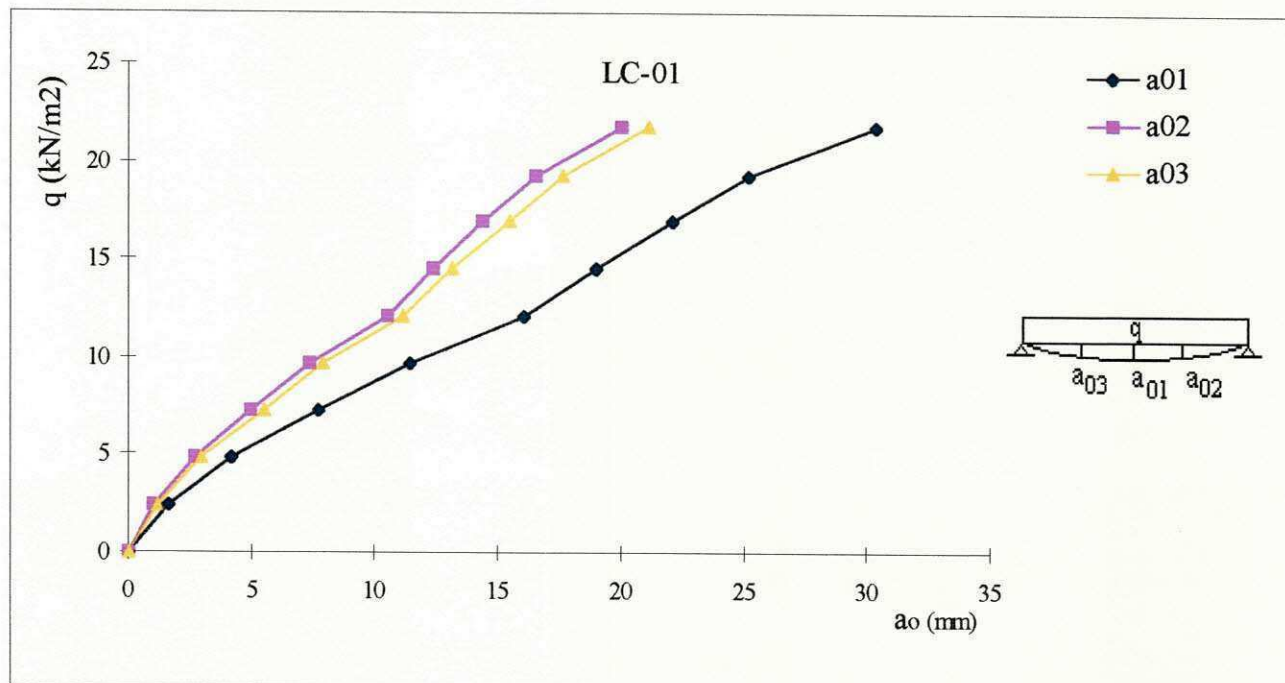


Figura 5.24 - Gráfico Carga-Flechas Instantâneas Experimentais da Laje LC - 01

Traçando-se o gráfico carga-flechas instantâneas, no meio do vão, Figura 5.25, observa-se que as flechas foram praticamente iguais para as três lajes, sendo a laje LC-01 um pouco mais deformável que a laje LL-02, que por sua vez, foi mais deformável que a laje LG-02, o que era de se esperar já que os módulos de deformação dos concretos laterítico e calcário foram inferiores ao do concreto granítico.

Comparando-se os valores experimentais e teóricos, no meio do vão, para as três lajes ensaiadas, tem-se:

Na laje LG-02, as flechas obtidas pelas expressões do CEB foram próximas às experimentais até a carga de $19,30 \text{ kN/m}^2$, com diferenças variando no intervalo de $-1,31$ a $+1,94$ mm. A partir deste valor, as diferenças foram aumentando, até que, para a carga de $26,70 \text{ kN/m}^2$, o valor teórico ultrapassou o experimental em $11,55$ mm, o que corresponde a uma diferença de 37% . Com relação aos valores obtidos pela ABNT, estes foram sempre superiores aos obtidos experimentalmente, sendo encontrada para a carga de $26,70 \text{ kN/m}^2$, uma diferença de $15,75$ mm, que em termos percentuais, corresponde a 50% de diferença. As curvas carga-flecha experimental e teóricas estão traçadas na Figura 5.26. Novamente, os valores teóricos obtidos pelo CEB foram os que mais se aproximaram dos valores experimentais, provavelmente por considerarem a resistência do concreto entre as fissuras. Outro ponto observado foi que os valores experimentais e teóricos se distanciaram com o aumento das cargas, o que era esperado já que para níveis de carga elevados o concreto atinge o estado plástico, não mais obedecendo às hipóteses de cálculo.

Na laje LL-02, as flechas obtidas pelas expressões do CEB foram, menores que as experimentais, até a carga de $7,30 \text{ kN/m}^2$, a partir deste nível de carregamento, os valores teóricos superaram os experimentais, até que para a carga de $24,30 \text{ kN/m}^2$, obteve-se uma flecha teórica de $40,60$ mm, 30% maior que a experimental. Com relação aos valores obtidos pela ABNT, estes se distanciaram mais dos experimentais do que os valores obtidos pelo CEB, mantendo-se sempre superiores aos experimentais, com exceção das cargas de $2,40$ e $4,80 \text{ kN/m}^2$, atingindo, para a

carga de 24,30 kN/m², valor teórico de 40,60 mm, 50 % maior que o experimental, conforme está indicado na Tabela 5.13 e Figura 5.27. Este comportamento foi semelhante ao observado para a laje LG-02.

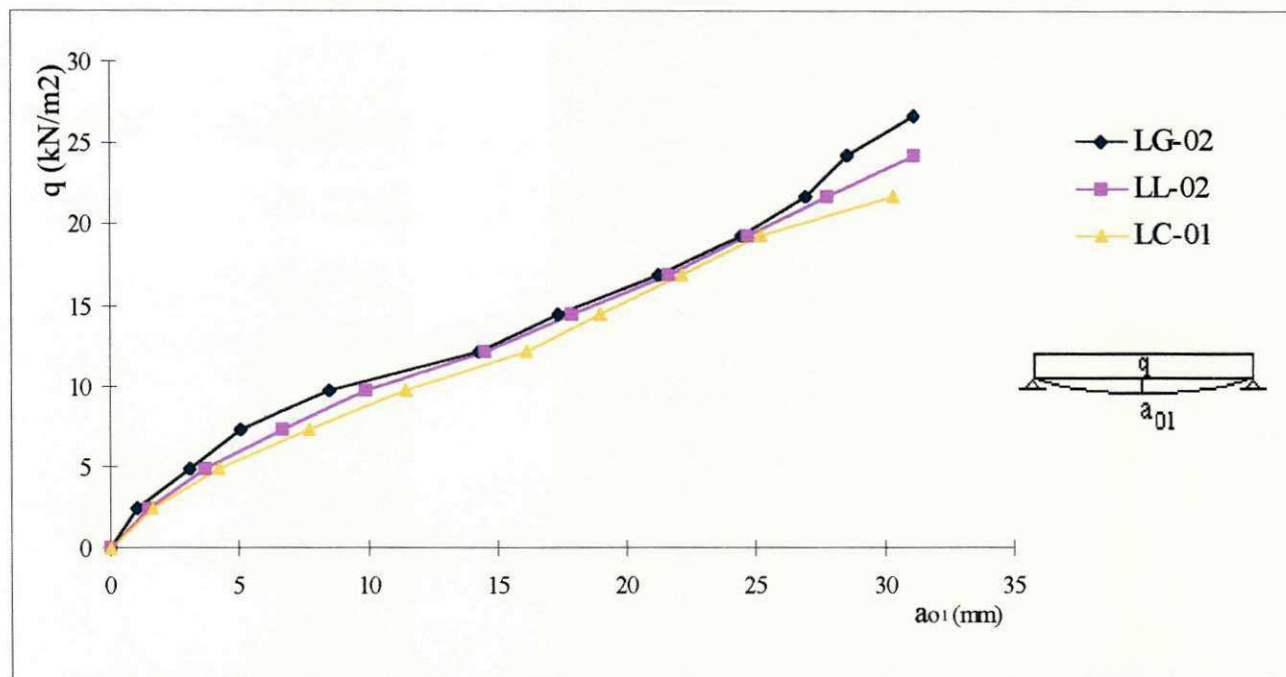


Figura 5.25 - Gráfico Carga-Flechas Instantâneas Experimentais, no Meio do Vão, para as Lajes LG-02, LL-02 e LC-01

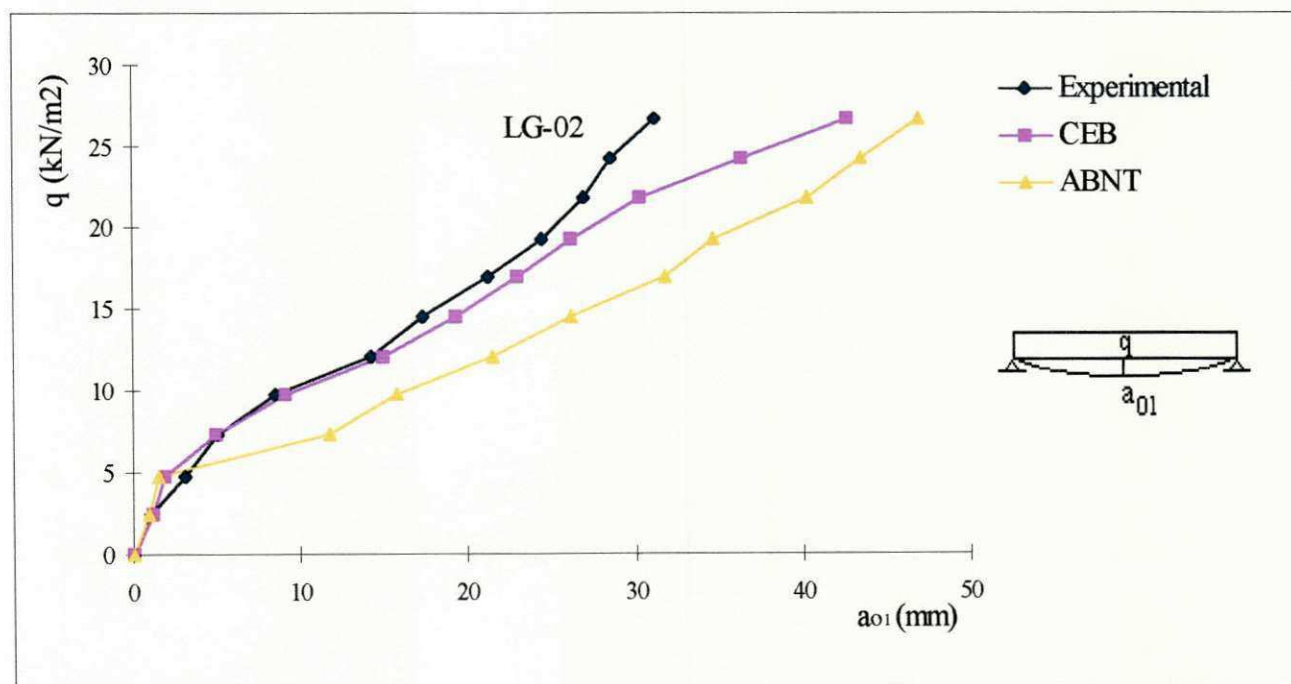


Figura 5.26 - Gráfico Carga-Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Laje LG-02

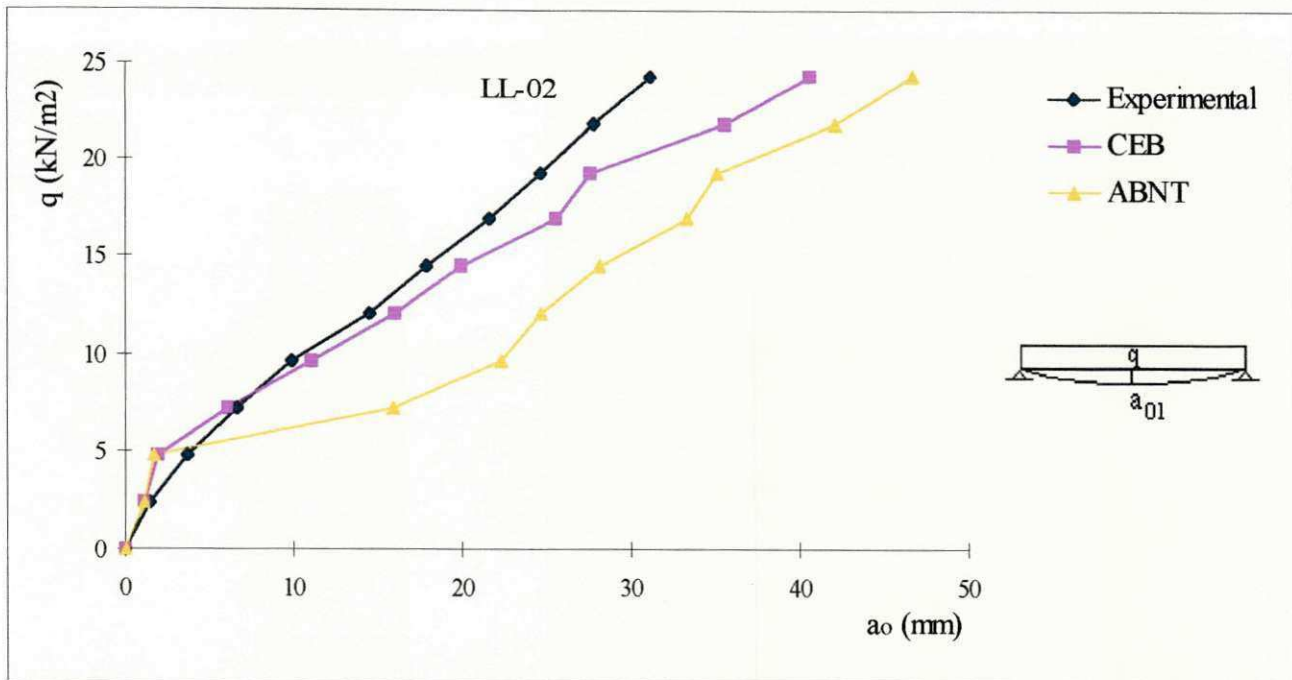


Figura 5.27 - Gráfico Carga-Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Laje LL-02

Na laje LC-01, observou-se o mesmo comportamento das lajes LG-02 e LL-02. Os valores teóricos forneceram flechas maiores que as determinadas experimentalmente, sendo as obtidas pelo CEB mais próximas das experimentais do que os valores determinados de acordo com as expressões da ABNT. Assim, para a carga de $21,80 \text{ kN/m}^2$, os valores teóricos do CEB e da ABNT foram, respectivamente, de $37,40$ e $44,40$ mm, o que representa uma diferença, com relação aos valores experimentais de 23 e 46 %, respectivamente, conforme está mostrado na Tabela 5.13 e Figura 5.28.

A discrepância dos valores obtidos pela expressão da ABNT pode ser justificada já que estas não consideram a resistência do concreto entre as fissuras.

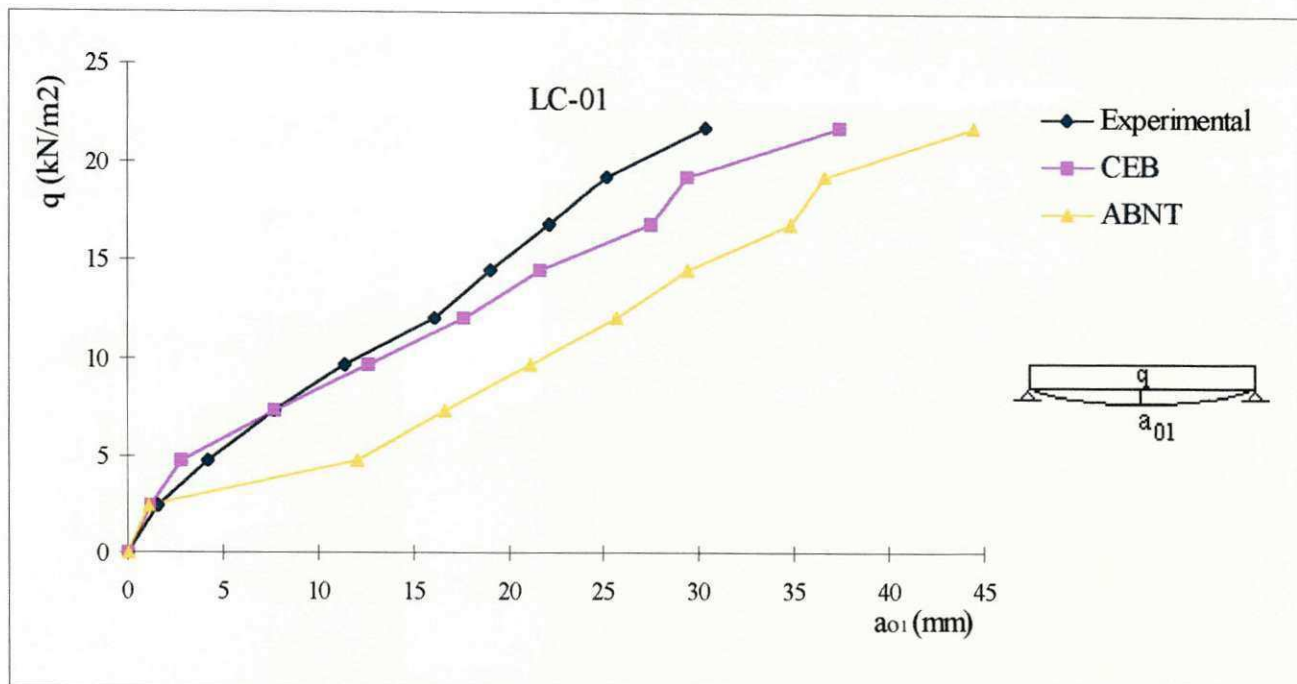


Figura 5.28 - Gráfico Carga-Flechas Instantâneas, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Laje LC-01

5.5.1.2- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto

As deformações específicas experimentais do concreto foram determinadas em dois pontos, em $l/2$ (ϵ_{C1}) e em $l/4$ (ϵ_{C2}). A Tabela 5.14 mostra os valores obtidos experimental e teoricamente para as lajes LG-02, LL-02 e LC-01.

Os encurtamentos máximos do concreto, no meio do vão (ϵ_{C1}), foram de 1,16 ‰ para a laje LG-02, 0,97 ‰ para LL-02 e 0,98 ‰ para a laje LC-01. Valores inferiores ao encurtamento máximo do concreto de 3,5 ‰. Em $l/4$ (ϵ_{C2}), os encurtamentos máximos foram de 0,61 ‰ para LG-02, 0,59 ‰ para LL-02, não sendo possível a determinação deste valor para a laje LC-01, já que o strain-gage foi desligado durante o carregamento da mesma. A Figura 5.29 mostra as curvas carga-deformação específica instantânea do concreto, no meio do vão, para as lajes ensaiadas. Observa-se

que as três lajes apresentaram encurtamentos próximos, o que era de se esperar já que as flechas obtidas para estas lajes também apresentaram valores aproximados.

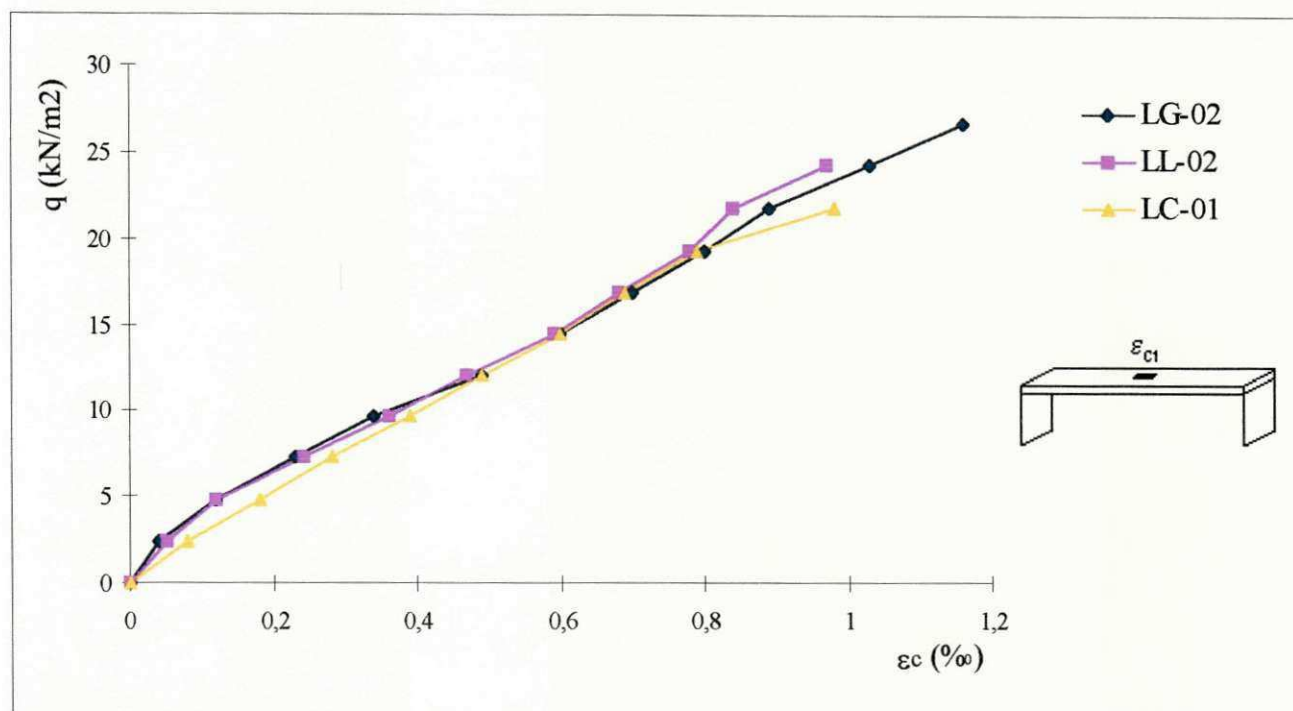


Figura 5.29 - Gráfico Carga-Deformação do Concreto, no Meio do Vão, para as Lajes LG-02, LL-02 e LC-01

De acordo com a Tabela 5.14 e Figura 5.30, para a laje LG-02, os valores teóricos obtidos pelas expressões do CEB e da ABNT, para as deformações específicas do concreto no meio do vão (ϵ_c), foram maiores que os experimentais (ϵ_{c1}). As diferenças médias entre os valores experimentais e teóricos foram de 11 %, com relação ao CEB, e de 16 %, com relação à ABNT.

Para a laje LL-02, observou-se comportamento idêntico ao da laje LG-02. Os valores teóricos foram maiores que os experimentais, com diferenças médias de 11 % para os valores obtidos pelas expressões do CEB e de 36 % para os valores obtidos pela ABNT. Na Figura 5.31, estão indicadas as curvas carga-deformação, experimental e teóricas, do concreto no meio do vão e a curva correspondente às deformações ϵ_{c2} , em $l/4$.

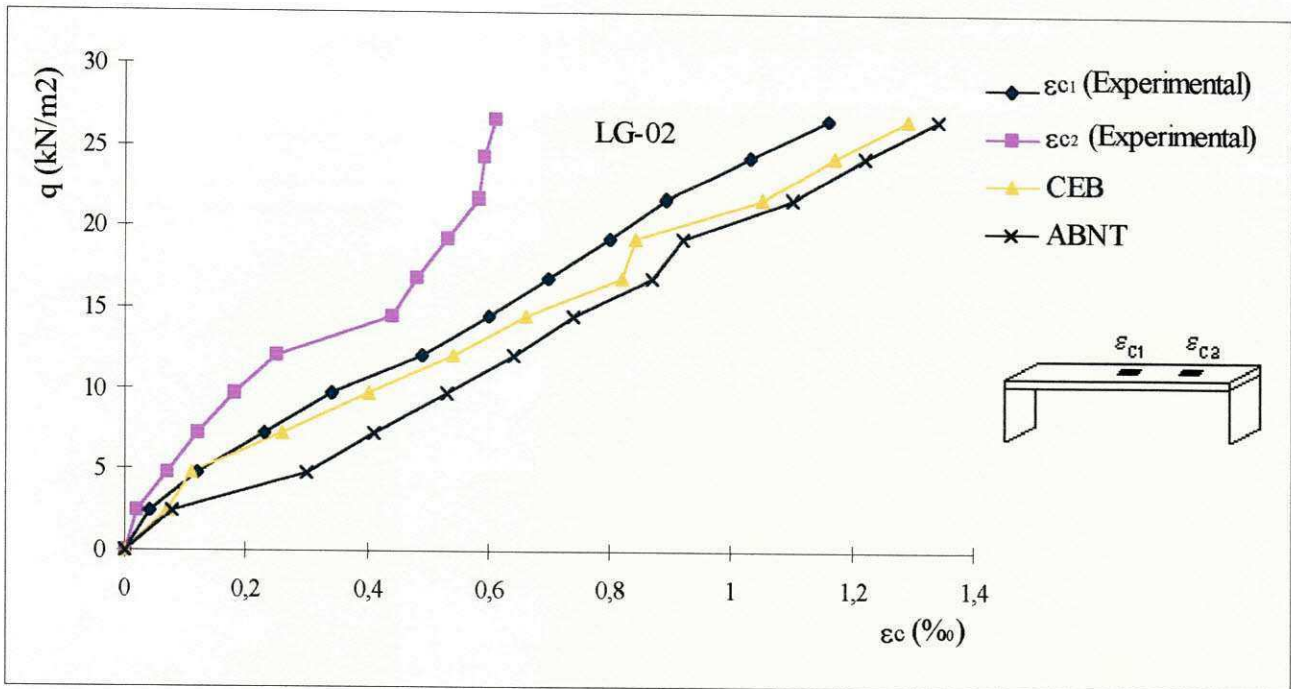


Figura 5.30 - Gráfico Carga-Deformação Instantânea, Experimental e Teórica, do Concreto para a Laje LG-02

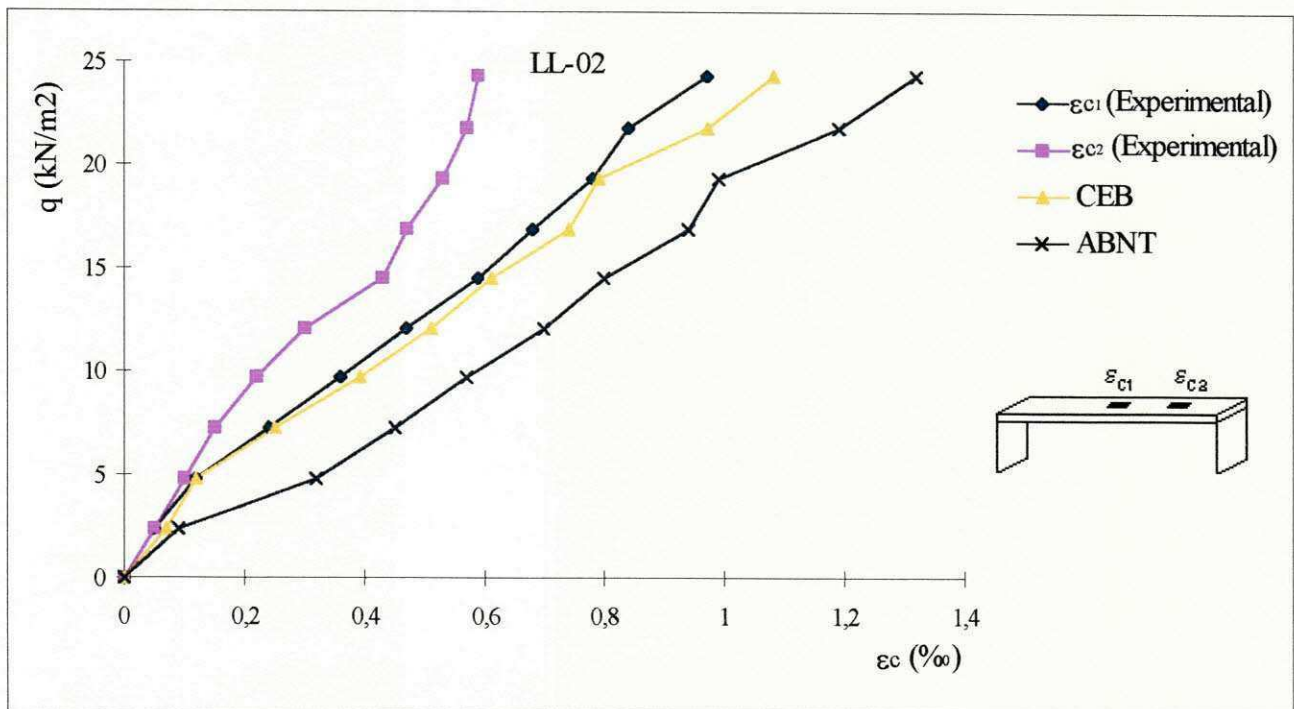


Figura 5.31 - Gráfico Carga-Deformação Instantânea, Experimental e Teórica, do Concreto para a Laje LL-02

Para a laje LC-01 os valores teóricos, do CEB e da ABNT, também ficaram acima dos valores experimentais, conforme pode-se observar na Tabela 5.14 e Figura 5.32. Neste caso os valores fornecidos pelo CEB ficaram muito próximos dos valores experimentais, em média 3 % maiores. Com relação aos valores obtidos pela ABNT, os valores teóricos se mantiveram, em média, 35 % acima dos obtidos experimentalmente.

Como pode-se observar, os valores teóricos apresentados pelo CEB aproximaram-se mais dos valores experimentais do que os valores obtidos pelas expressões da ABNT, provavelmente pela razão já mencionada anteriormente, de levar em consideração a resistência do concreto entre as fissuras.

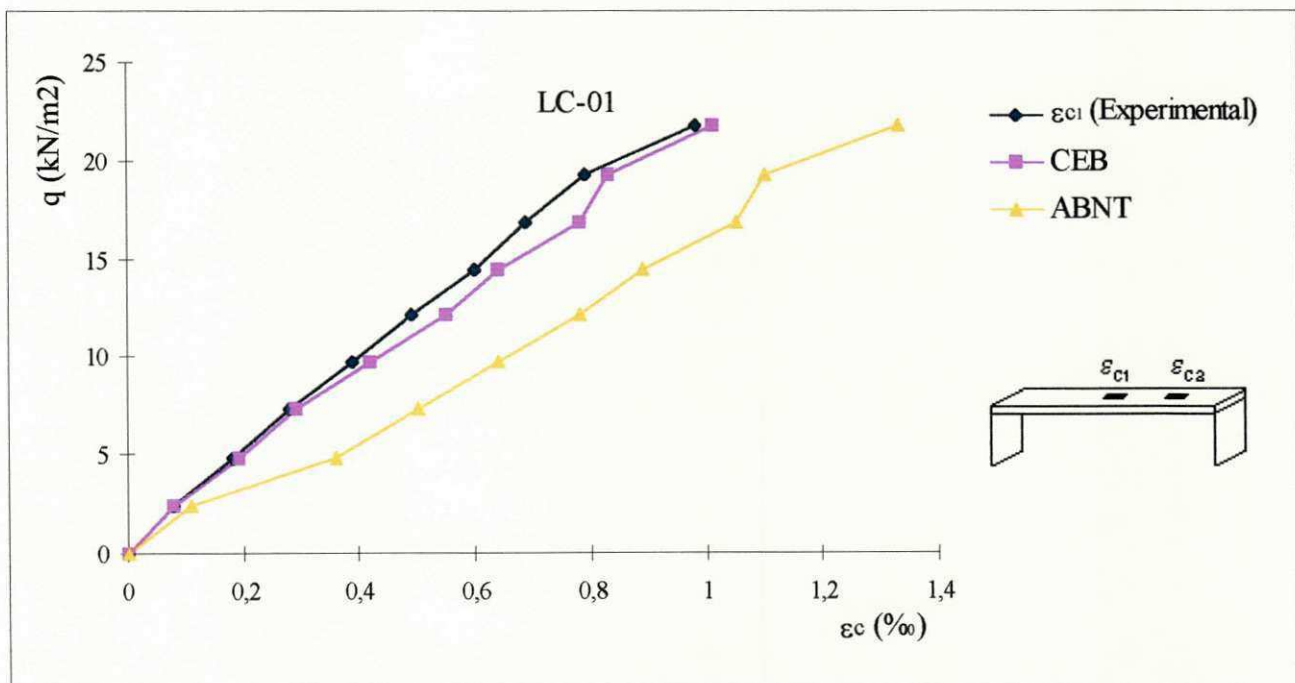


Figura 5.32 - Gráfico Carga-Deformação Instantânea, Experimental e Teórica, do Concreto para a Laje LC-01

5.5.1.3- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço

Os alongamentos dos aços foram determinados através das leituras do strain-gage colado à barra de 6.3 mm da nervura central da laje. Os resultados experimentais e teóricos, para as três lajes ensaiadas, estão indicados na Tabela 5.14.

As deformações específicas máximas do aço, determinadas experimentalmente, foram 5,02 ‰ (para a LG-02, com a carga de 26,70 kN/m²), 4,49 ‰ (para a LL-02, com carga de 24,30 kN/m²) e 3,93 ‰ (para LC-01, com a carga de 21,80 kN/m²). Valores inferiores à deformação de escoamento do aço de 10 ‰. Assim, de acordo com a Figura 5.33, observa-se que as deformações do aço, assim como as deformações do concreto, foram semelhantes nas três lajes estudadas. Pode-se observar ainda na Figura 5.33 que para níveis de carga menores que 10 kN/m², as deformações foram menores para o concreto granítico, seguidas pelas deformações do concreto laterítico e calcário, respectivamente. Para níveis de carga superiores a 10 kN/m², houve uma modificação neste comportamento. Provavelmente, por já não se ter influência da resistência do concreto, pelo grau de fissuração do mesmo, as lajes laterítica e calcária apresentaram alongamentos do aço inferiores aos da laje granítica.

Com relação aos valores teóricos, pode-se observar na Tabela 5.14 e Figuras 5.34 a 5.36, que estes foram superiores aos valores experimentais, para as três lajes ensaiadas. Em termos percentuais as diferenças entre estes valores estão indicados no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 - Diferenças Médias entre as Deformações Experimentais e Teóricas do Aço para as Lajes LG-02, LL-02 e LC-01

Lajes	CEB	ABNT
LG-02	5 %	11 %
LL-02	1 %	8 %
LC-01	5 %	12 %

De acordo com o Quadro 5.3, observa-se que os valores teóricos foram compatíveis com os obtidos experimentalmente. Novamente os valores obtidos pelo CEB apresentaram-se mais próximos dos experimentais, pela mesma razão já mencionada anteriormente.

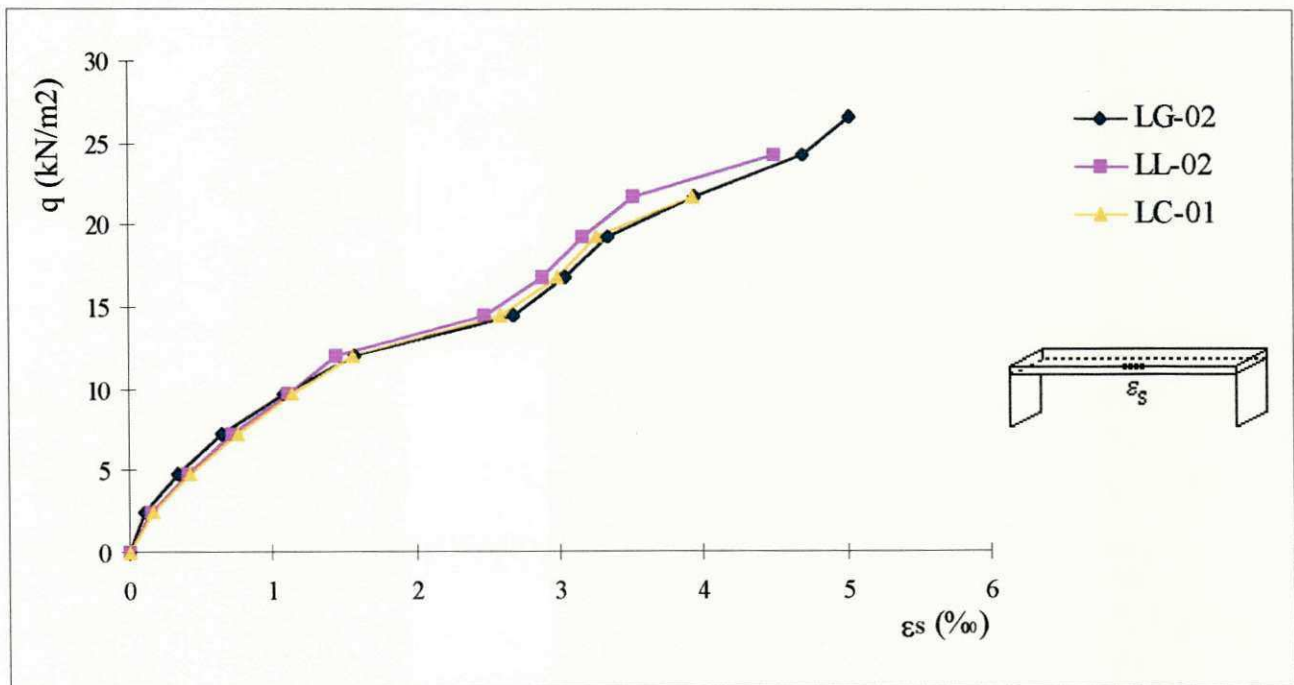


Figura 5.33 - Gráfico Carga-Deformação Específica Instantânea Experimental do Aço, no Meio do Vão, para as Lajes LG-02, LL-02 e LC-01

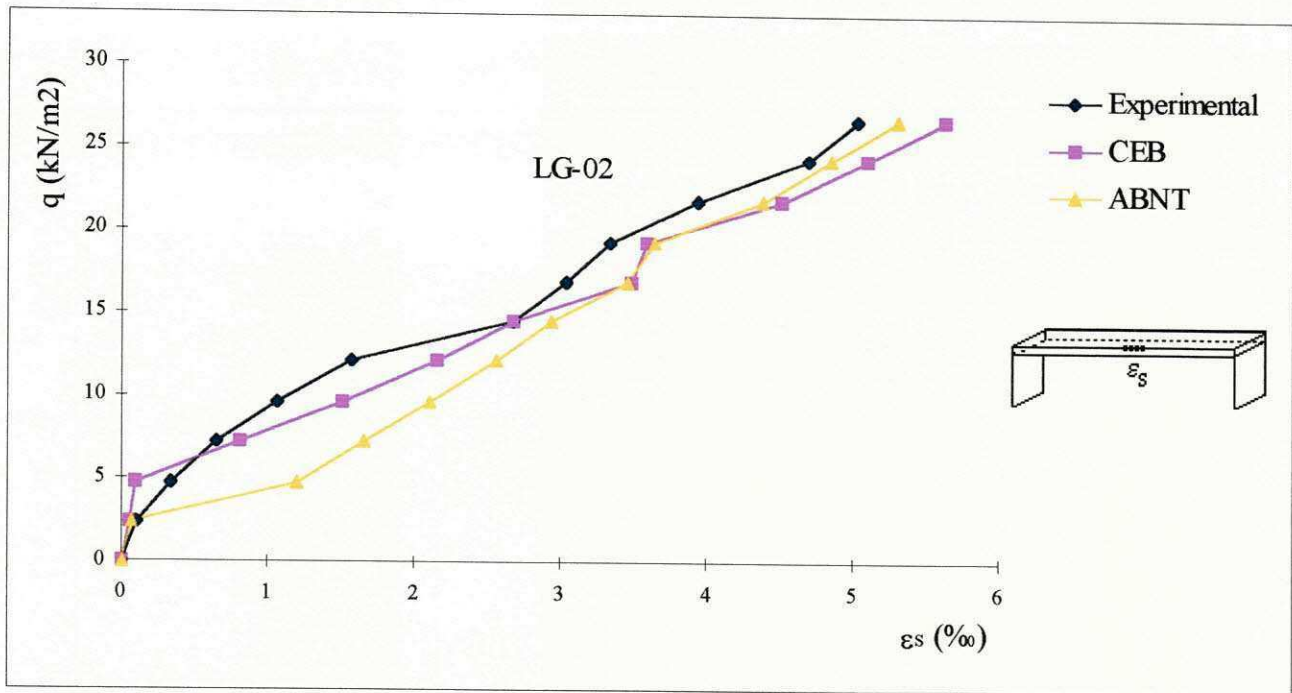


Figura 5.34 - Gráfico Carga-Deformação Específica Instantânea, Experimental e Teórica, do Aço para a Laje LG-02

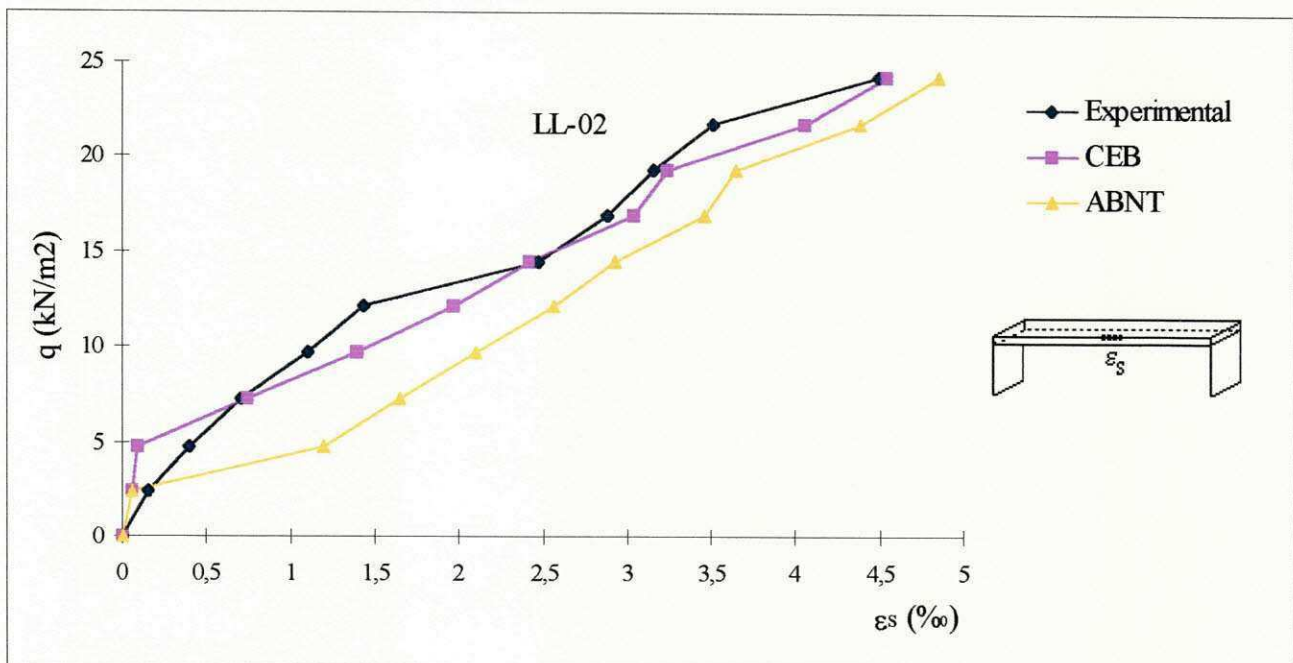


Figura 5.35 - Gráfico Carga-Deformação Específica Instantânea, Experimental e Teórica, do Aço para a Laje LL-02

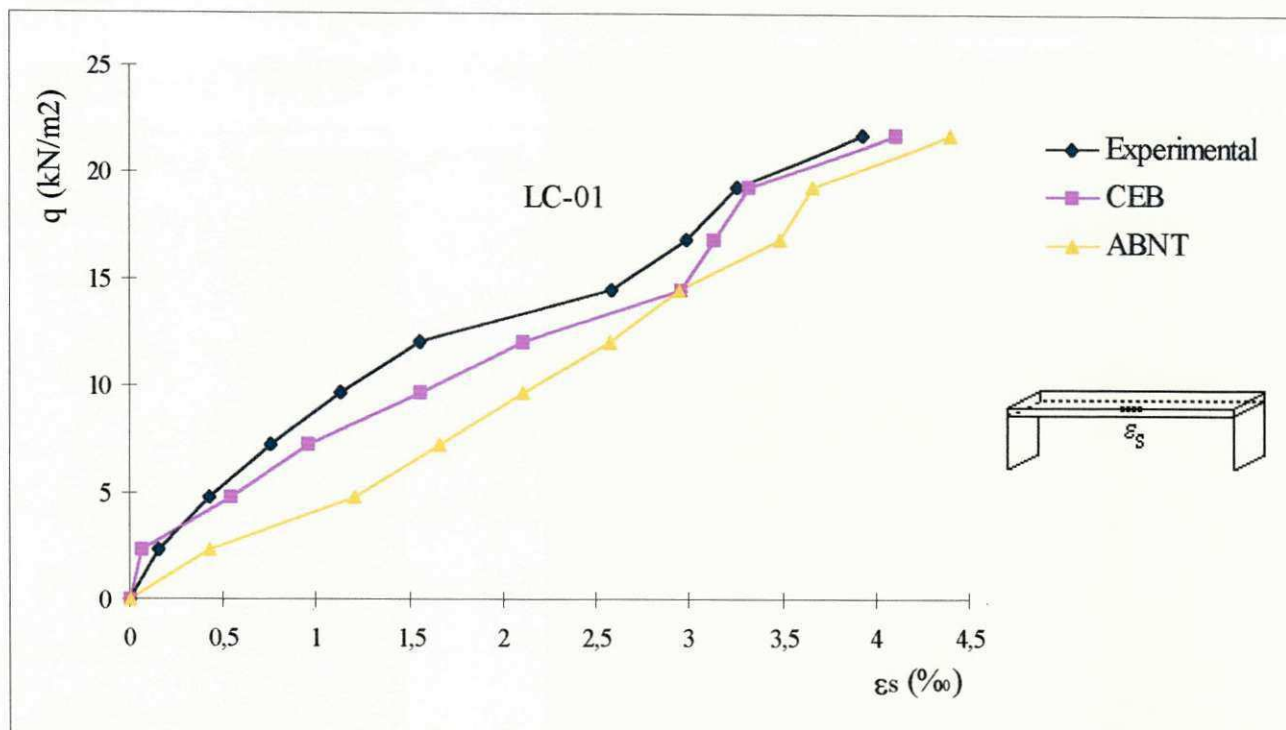


Figura 5.36 - Gráfico Carga-Deformação Específica Instantânea, Experimental e Teórica, do Aço para a Laje LC-01

5.5.2 - Resultados Referentes ao Comportamento das Lajes Submetidas a Carregamento ao Longo do Tempo

Foram ensaiadas ao longo do tempo uma laje granítica, LG-01, e uma laje laterítica, LL-01. Estas foram submetidas a uma carga distribuída de $2,50 \text{ kN/m}^2$, durante um período de 120 dias. Os resultados experimentais e os obtidos pelas expressões do CEB e da ABNT, estão indicados nas Tabelas 5.15 e 5.16.

Para maior clareza, os resultados foram descritos na seguinte ordem:

- Resultados Referentes às Flechas
- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto
- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço

Tabela 5.15 - Flechas ao Longo do Tempo Experimentais e Teóricas das Lajes LG - 01 e LL - 01

t (dias)	Flechas (mm)					
	Laje LG - 01			Laje LL - 01		
	Experimentais		Teórica (CEB)	Experimentais		Teórica (CEB)
	a_{t1}	a_{t2}	$a_{t1(T)}$	a_{t1}	a_{t2}	$a_{t1(T)}$
0	1,13	0,73	1,30	2,81	0,78	1,40
5	1,49	0,93	1,34	3,31	2,12	1,52
10	1,51	0,94	1,38	3,36	2,15	1,76
20	1,65	1,04	1,47	3,59	2,30	1,87
30	1,69	1,07	1,48	3,62	2,32	1,88
40	1,81	1,17	1,56	3,81	2,46	1,98
50	1,89	1,21	1,63	3,90	2,53	2,07
60	1,90	1,22	1,69	3,88	2,52	2,15
70	1,89	1,21	1,70	3,88	2,51	2,16
80	1,84	1,19	1,77	3,82	2,50	2,25
90	1,84	1,19	1,78	3,83	2,51	2,26
100	1,85	1,20	1,79	3,85	2,52	2,28
110	1,87	1,21	1,85	3,87	2,53	2,35
120	1,88	1,21	1,85	3,88	2,53	2,35

Onde: a_{t1} = Flecha ao longo do tempo no meio do vão; a_{t2} = Flecha ao longo do tempo, no lado direito, em $l/4$; $a_{t1(T)}$ = Flecha teórica ao longo do tempo no meio do vão.

Segundo a ABNT, as flechas em um tempo infinito ($a_{t\infty}$) serão: LG - 01 $\rightarrow a_{t\infty} = 1,94$ mm

LL - 01 $\rightarrow a_{t\infty} = 3,97$ mm

Tabela 5.16 - Deformações Específicas ao Longo do Tempo Experimentais e Teóricas das Lajes LG - 01 e LL - 01

t (dias)	Deformações Específicas - ϵ (‰)													
	Laje LG - 01							Laje LL - 01						
	Experimentais			Teóricas				Experimentais			Teóricas			
				CEB		ABNT					CEB		ABNT	
	ϵ_{C1}	ϵ_{C2}	ϵ_S	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{C1}	ϵ_{C2}	ϵ_S	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}	ϵ_{CT}	ϵ_{ST}
0	0,074	0,040	0,074	0,083	0,065	0,08	0,057	0,102	-	0,098	0,089	0,070	0,091	0,064
5	0,104	0,076	0,098	0,092	0,074	0,089	0,065	0,118	-	0,102	0,101	0,081	0,100	0,074
10	0,116	0,080	0,116	0,105	0,083	0,101	0,072	0,126	-	0,118	0,113	0,089	0,115	0,081
20	0,128	0,092	0,122	0,112	0,088	0,108	0,077	0,130	-	0,124	0,121	0,095	0,123	0,087
30	0,134	0,100	0,130	0,113	0,089	0,108	0,077	0,136	-	0,138	0,121	0,095	0,124	0,087
40	0,138	0,104	0,134	0,119	0,094	0,115	0,082	0,141	-	0,144	0,128	0,101	0,130	0,092
50	0,146	0,115	0,140	0,125	0,098	0,120	0,085	0,149	-	0,148	0,134	0,105	0,136	0,096
60	0,150	0,121	0,149	0,130	0,102	0,125	0,089	0,153	-	0,152	0,140	0,110	0,142	0,101
70	0,152	0,125	0,154	0,131	0,103	0,126	0,090	0,156	-	0,158	0,141	0,110	0,143	0,101
80	0,159	0,128	0,160	0,136	0,107	0,131	0,093	0,160	-	0,163	0,147	0,115	0,149	0,105
90	0,162	0,132	0,164	0,137	0,108	0,132	0,094	0,163	-	0,172	0,147	0,116	0,150	0,106
100	0,165	0,134	0,168	0,138	0,109	0,133	0,094	0,167	-	0,179	0,148	0,117	0,151	0,107
110	0,168	0,139	0,174	0,143	0,112	0,137	0,098	0,169	-	0,182	0,153	0,121	0,156	0,110
120	0,170	0,143	0,177	0,143	0,112	0,137	0,098	0,173	-	0,186	0,153	0,121	0,156	0,110

Onde: ϵ_{C1} = Deformação específica do concreto, no meio do vão; ϵ_{C2} = Deformação específica do concreto, em $l/4$; ϵ_S = Deformação específica do aço; ϵ_{CT} = Deformação específica teórica do concreto; ϵ_{ST} = Deformação específica teórica do aço.

5.5.2.1- Resultados Referentes às Flechas

As flechas ao longo do tempo para as lajes LG-01 e LL-01, foram medidas no meio do vão (a_{11}) e em $l/4$ (a_{12}), conforme está indicado na Tabela 5.15. A flecha no instante $t = 0$, no meio do vão, foi de 1,13 mm para a laje LG-01 e de 2,81 mm para a laje LL-01. Em termos percentuais a flecha da laje LL-01 é 148,7 % superior a da laje LG-01. Provavelmente devido ao menor módulo de deformação apresentado pelo concreto laterítico.

Ao longo do tempo, essa diferença entre as flechas diminuiu para 106 %, em média. No entanto, mesmo estando bastante acima dos valores obtidos para a laje LG-01, as flechas ao longo do tempo para a laje LL-01 representam, no máximo, 40 % do valor da flecha máxima admissível ($l/300$) de um centímetro, no meio do vão, demonstrando assim, a viabilidade de seu uso, mesmo diante da diferença de flecha em relação à laje granítica. A evolução das flechas para as lajes LG-01 e LL-01 estão indicadas na Figura 5.37.

Outro fato a se observar é que as diferenças entre as flechas das lajes granítica e laterítica foram superiores às diferenças observadas entre as vigas VG-01 e VL-01. Este comportamento veio corroborar com a teoria apresentada no Capítulo 4, item 4.6.2.2, onde foi mostrado que peças delgadas apresentam deformações ao longo do tempo superiores às peças espessas.

Para a laje LG-01, as flechas teóricas, no meio do vão, obtidas pelas expressões do CEB, foram sempre, com exceção da flecha no instante $t = 0$, inferiores às flechas obtidas experimentalmente. Durante os primeiros 70 dias, esta diferença foi, em média, de 12,6 %, caindo, a partir desta idade, para 2,6 %, em média, conforme pode-se observar na Figura 5.38. Com relação a laje LL-01, os valores experimentais foram sempre superiores aos obtidos pelo CEB. A máxima diferença foi observada para o décimo dia de carregamento, 118%, e a mínima, 65 %, para 120 dias após o carregamento, conforme mostra a Figura 5.39.

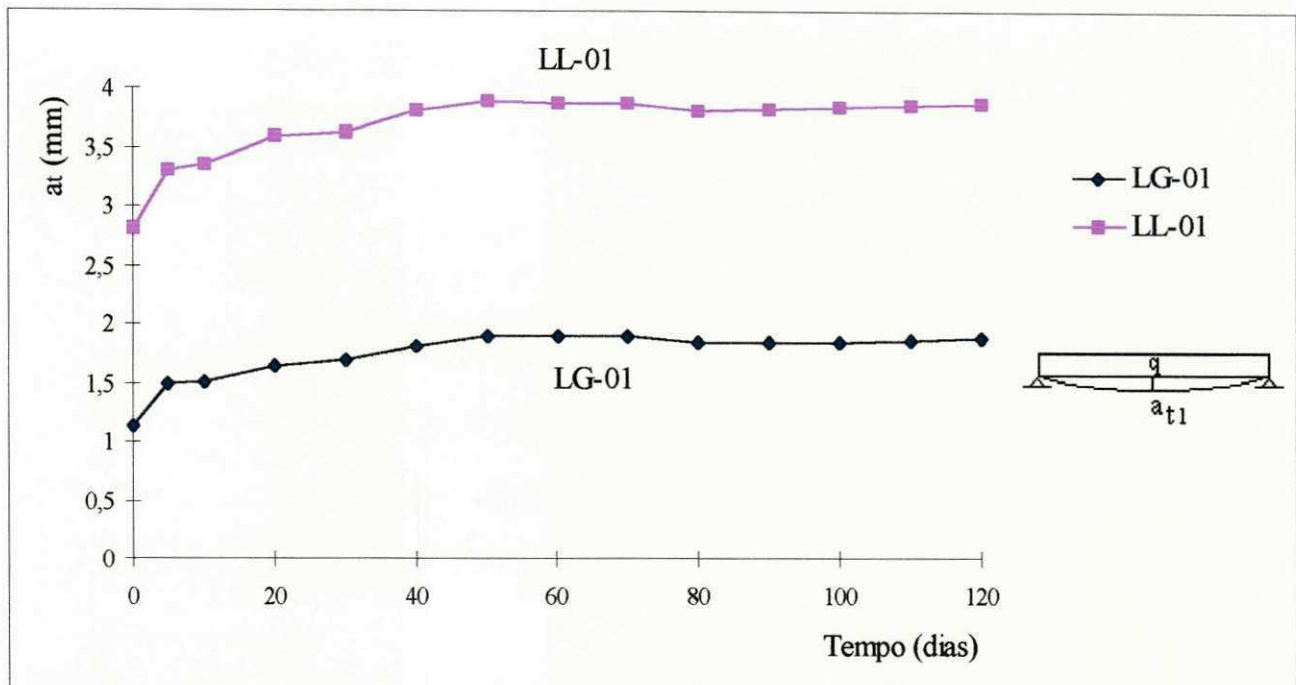


Figura 5.37 - Evolução das Flechas Experimentais com o Tempo, no Meio do Vão, para as Lajes LG-01 e LL-01

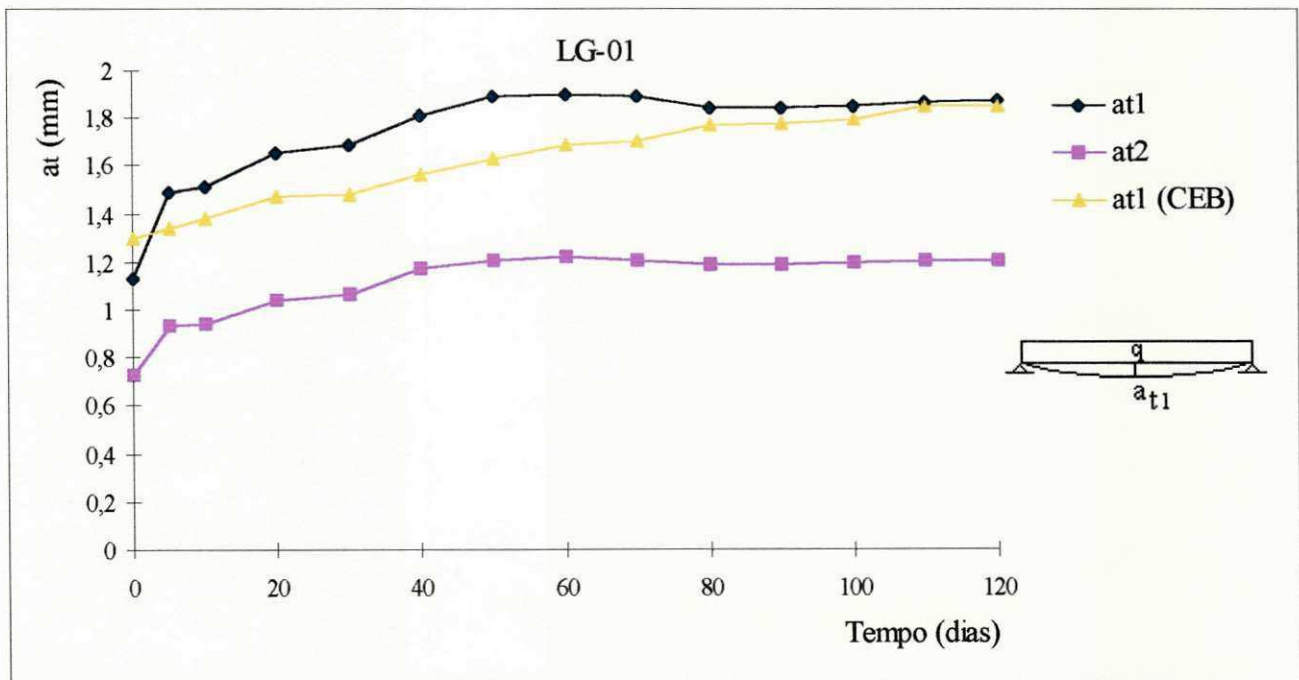


Figura 5.38 - Evolução das Flechas com o Tempo, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Laje LG-01

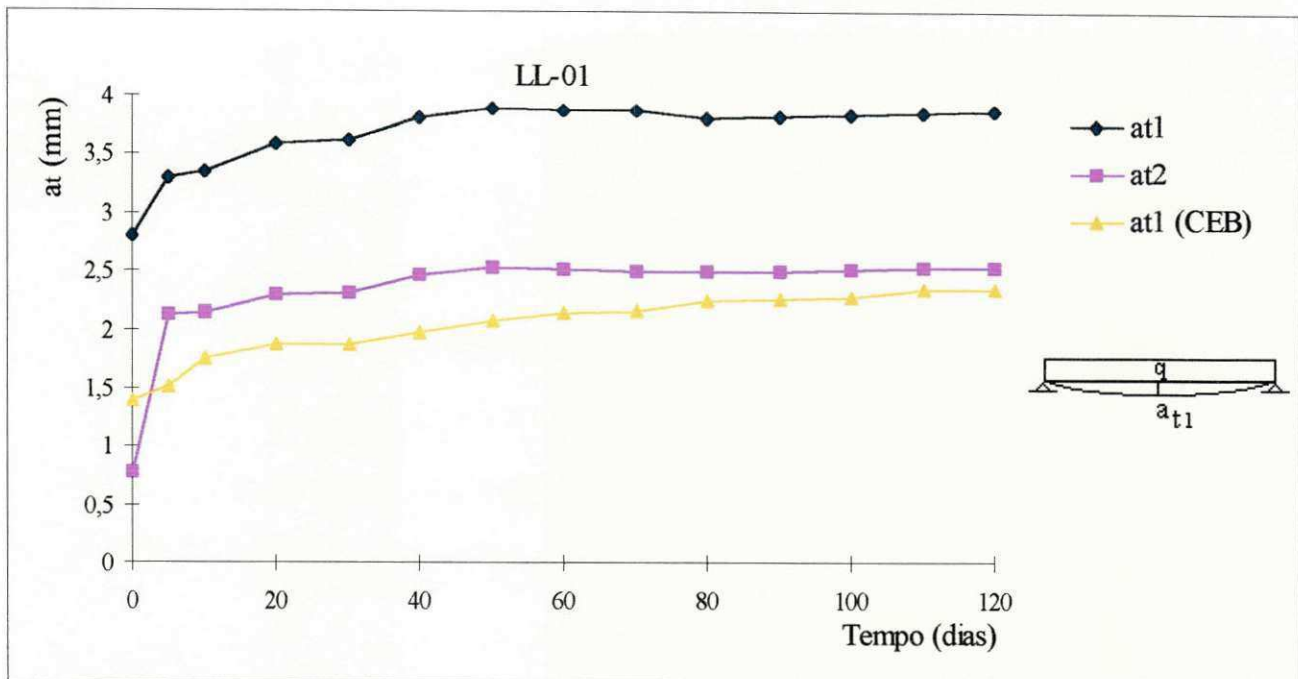


Figura 5.39 - Evolução das Flechas com o Tempo, Experimentais e Teóricas, no Meio do Vão, para a Laje LL-01

De acordo com estes resultados, pode-se dizer que as equações do CEB para o cálculo das flechas ao longo do tempo são compatíveis com os valores experimentais, no caso da laje granítica. No entanto, com relação a laje laterítica, observa-se uma discrepância entre estes valores, provavelmente devido às diferenças entre os módulos de deformação experimentais e os obtidos pelas equações propostas pelo CEB. Sabendo-se que o módulo de deformação determinado teoricamente é superior ao experimental, era de se esperar que as flechas obtidas com o módulo teórico fossem inferiores às experimentais, já que flecha e módulo de deformação são grandezas inversamente proporcionais.

Os valores teóricos obtidos pela ABNT para um tempo infinito, conforme está indicado na Tabela 5.15, foram de 1,94 mm para a laje LG-01 e de 3,97 mm para a laje LL-01, o que proporciona uma diferença de 3 e 2 % entre os valores experimentais e teóricos, respectivamente,

para as lajes LG-01 e LL-01. Também nas expressões ao longo do tempo, segundo a ABNT, a resistência do concreto é desprezada, fornecendo valores de flechas superiores aos obtidos pelas expressões do CEB. Para as flechas ao longo do tempo das lajes, no entanto, os valores obtidos pela ABNT se aproximaram mais dos valores experimentais.

Da mesma forma que para as vigas, avaliou-se o efeito da temperatura e da umidade relativa do ar sobre as flechas ao longo do tempo nas lajes, realizando-se duas leituras diárias das flechas, com a respectiva temperatura e a umidade relativa do ar, uma às 9:00 e outra às 15:00 horas. Alguns dos valores encontrados estão indicados na Tabela 5.17. De acordo com estes valores pode-se concluir que as flechas aumentaram com o aumento da temperatura e com a diminuição da umidade relativa do ar, sendo, para as mesmas condições, maior a variação das flechas para a laje LL-01. Nas duas lajes, a variação diária das flechas foi, em média, 2,5 % do valor da flecha medida no instante $t = 0$. Ou seja, a variação diária das flechas foi maior nas lajes do que nas vigas. O que era de se esperar já que as peças delgadas apresentam maiores deformações ao longo do tempo do que as peças espessas.

5.5.2.2- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Concreto

As deformações específicas, experimentais e teóricas, do concreto ao longo do tempo para as lajes LG-01 e LL-01 estão indicadas na Tabela 5.16.

No instante do carregamento, o encurtamento do concreto foi de 0,074 ‰, para a laje LG-01, e de 0,102 ‰, para a laje LL-01, correspondendo a uma diferença de 37,8 %. Com o passar do tempo, esta diferença foi reduzida a um valor médio de 2%, como pode-se observar na Figura 5.40.

Tabela 5.17 - Variação das Flechas ao Longo do Tempo com a Temperatura e a Umidade Relativa do Ar para as Lajes.

Data	Horário	a_t (mm)		Δa_t (mm)		T (°C)	ΔT (°C)	UR (%)	ΔUR (%)
		LG-01	LL-01	LG-01	LL-01				
08/01/96	9:00	1,55	0,02	3,42	0,07	25,8	5,2	78	29,0
	15:00	1,57		3,49		31,0			
18/01/96	9:00	1,66	0,04	3,59	0,07	26,6	5,2	70	21,0
	15:00	1,70		3,66		31,8			
26/01/96	9:00	1,69	0,06	3,62	0,10	26,2	5,1	60	16,0
	15:00	1,75		3,72		31,3			
07/02/96	9:00	1,84	0,05	3,84	0,11	26,2	5,4	65	17,0
	15:00	1,89		3,95		31,6			
16/02/96	9:00	1,89	0,01	3,90	0,03	21,9	0,1	98	1,0
	15:00	1,90		3,93		21,8			
27/02/96	9:00	1,90	0,03	3,88	0,04	26,7	4,1	72	18,0
	15:00	1,93		3,92		30,8			
08/03/96	9:00	1,89	0,04	3,88	0,07	24,9	5,8	72	22,0
	15:00	1,93		3,95		30,7			
18/03/96	9:00	1,85	0,02	3,83	0,05	21,5	0,4	97	2,0
	15:00	1,87		3,88		21,9			
28/03/96	9:00	1,86	0,03	3,84	0,07	26,3	5,1	58	17,0
	15:00	1,89		3,89		31,4			
08/04/96	9:00	1,86	0,02	3,85	0,04	21,2	0,6	98	3,0
	15:00	1,88		3,89		21,8			
23/04/96	9:00	1,87	0,03	3,87	0,06	25,2	2,5	83	15,0
	15:00	1,90		3,93		27,8			
08/05/96	9:00	1,88	0,04	3,88	0,07	25,6	5,2	76	22,0
	15:00	1,92		3,95		30,8			

a_t = flecha ao longo do tempo; Δa_t = variação das flechas durante o dia; T = Temperatura; ΔT = variação da temperatura; UR = umidade relativa do ar; ΔUR = variação da umidade relativa do ar

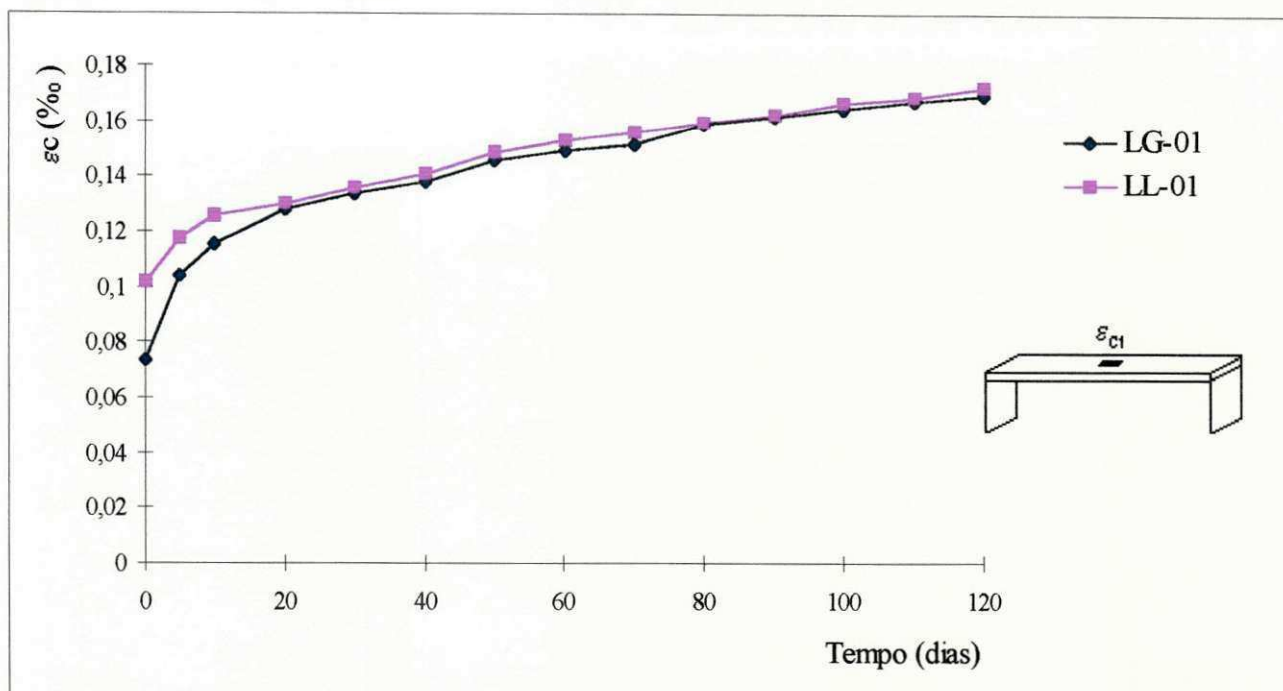


Figura 5.40 - Evolução das Deformações Específicas do Concreto com o Tempo para as Lajes LG-01 e LL-01

Analisando-se os valores teóricos obtidos pelas expressões do CEB e da ABNT para a laje LG-01, observa-se que estes apresentaram valores muito próximos entre si, em média 4 % de diferença. Em relação aos valores experimentais esta diferença é da ordem de 22 %, em média. A Figura 5.41 ilustra tal comportamento. Para laje LL-01, as flechas teóricas e experimentais se comportaram de maneira semelhante às da laje LG-01. Os valores teóricos apresentaram-se bastante próximos, diferindo em média de 2 %, sendo inferiores aos valores experimentais, conforme está indicado na Figura 5.43. Assim, a diferença entre os valores experimentais e teóricos, da deformação específica do concreto foi da ordem de 13 % para a laje LL-01.

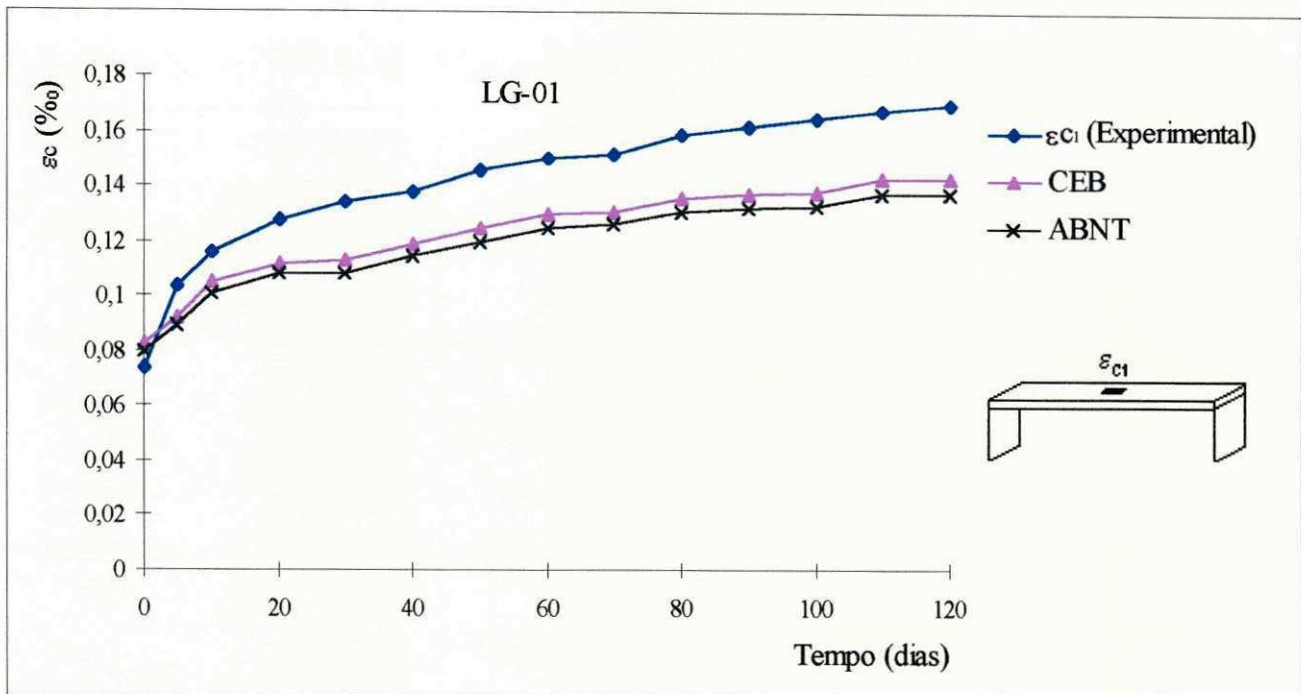


Figura 5.41 - Evolução das Deformações Específicas, Experimentais e Teóricas, do Concreto com o Tempo para a Laje LG-01

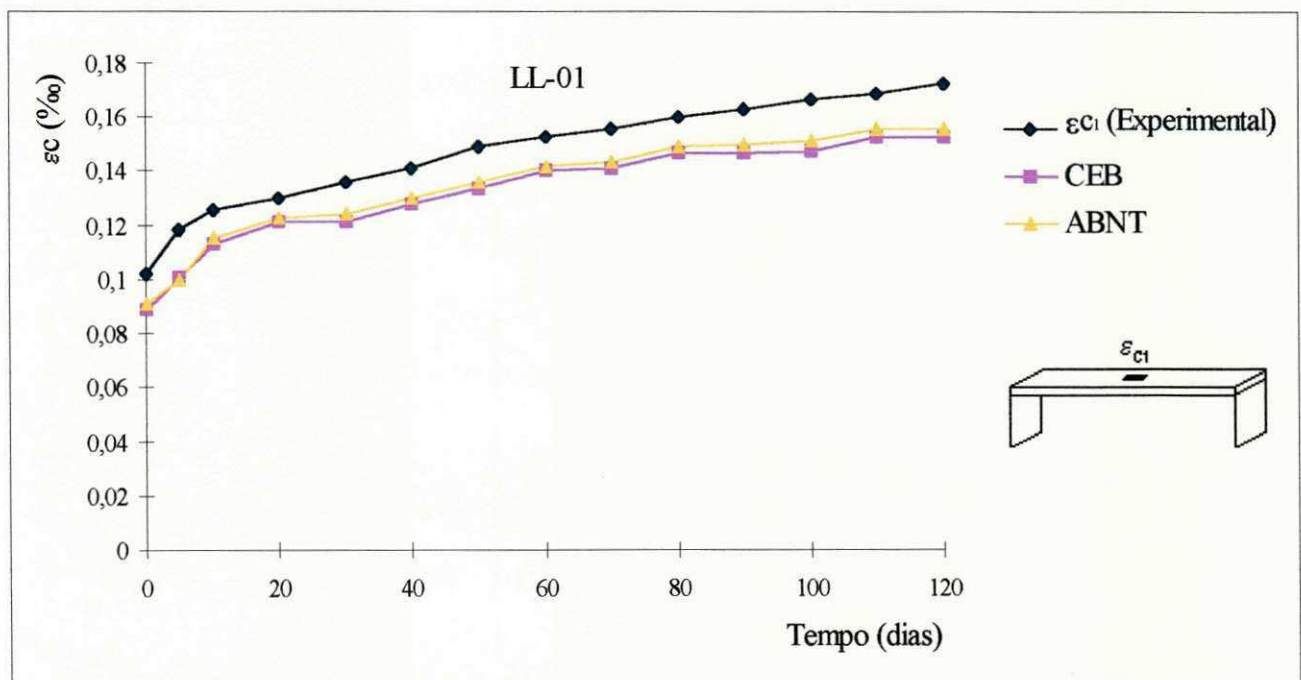


Figura 5.42 - Evolução das Deformações Específicas Experimentais e Teóricas do Concreto com o Tempo para a Laje LL-01

Diferentemente dos demais cálculos, os valores teóricos obtidos pelo CEB e pela ABNT para as deformações do concreto, foram muito próximos para as duas lajes. Esta aproximação deve-se provavelmente ao fato de que, para a carga distribuída de $2,5 \text{ kN/m}^2$, o concreto tracionado não encontra-se fissurado, e as equações utilizadas apresentam a mesma formulação teórica.

5.5.2.3- Resultados Referentes às Deformações Específicas do Aço

Os valores experimentais e teóricos das deformações específicas do aço ao longo do tempo estão mostrados na Tabela 5.16.

No instante $t = 0$, as deformações medidas foram de $0,074 \text{ ‰}$ para a laje LG-01 e de $0,098 \text{ ‰}$ para a laje LL-01. Observa-se, de acordo com a Figura 5.43, que os alongamentos do aço foram um pouco superiores para a laje LL-01, com uma diferença média de 4 %, provavelmente pela diferença existente entre os módulos de deformação dos concretos granítico e laterítico.

Com relação aos valores teóricos, observa-se que para as duas lajes ensaiadas os valores experimentais foram superiores aos valores teóricos, sendo os encontrados pelas expressões do CEB, superiores aos encontrados pelas expressões teóricas da ABNT. Em termos percentuais, os valores experimentais encontrados para a LG-01 foram, em média, 44 % superiores aos valores obtidos pelo CEB e 66 % superiores aos valores encontrados pela ABNT. Para a laje LL-01, as diferenças foram, em média, 42 % com relação aos valores do CEB e 55 % com relação aos da ABNT, conforme mostram as Figuras 5.44 e 5.45.

Observando-se que, para as deformações do aço os valores teóricos não se mostraram compatíveis com os experimentais. No entanto, provavelmente pelas mesmas razões justificadas para o caso das deformações do concreto, ao longo do tempo, os valores obtidos pelas expressões teóricas da ABNT e do CEB, apresentaram-se muito próximos.

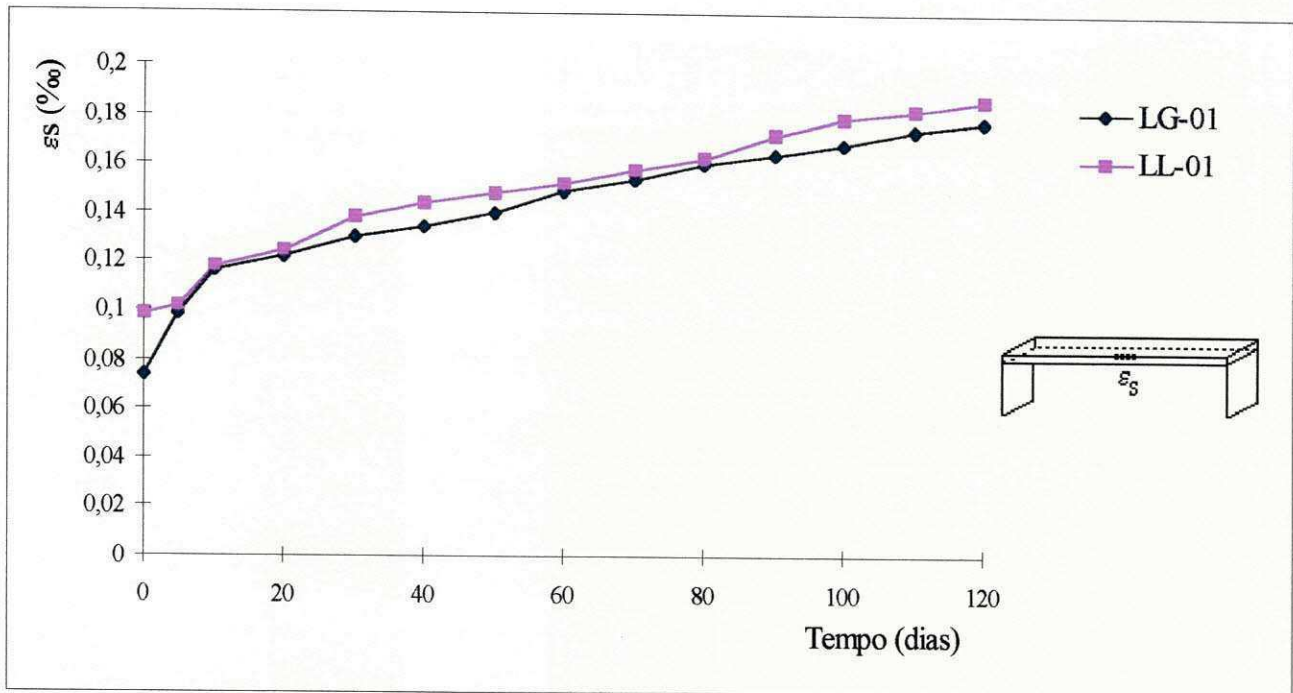


Figura 5.43 - Evolução das Deformações Específicas Experimentais do Aço com o Tempo para as Lajes LG-01 e LL-01

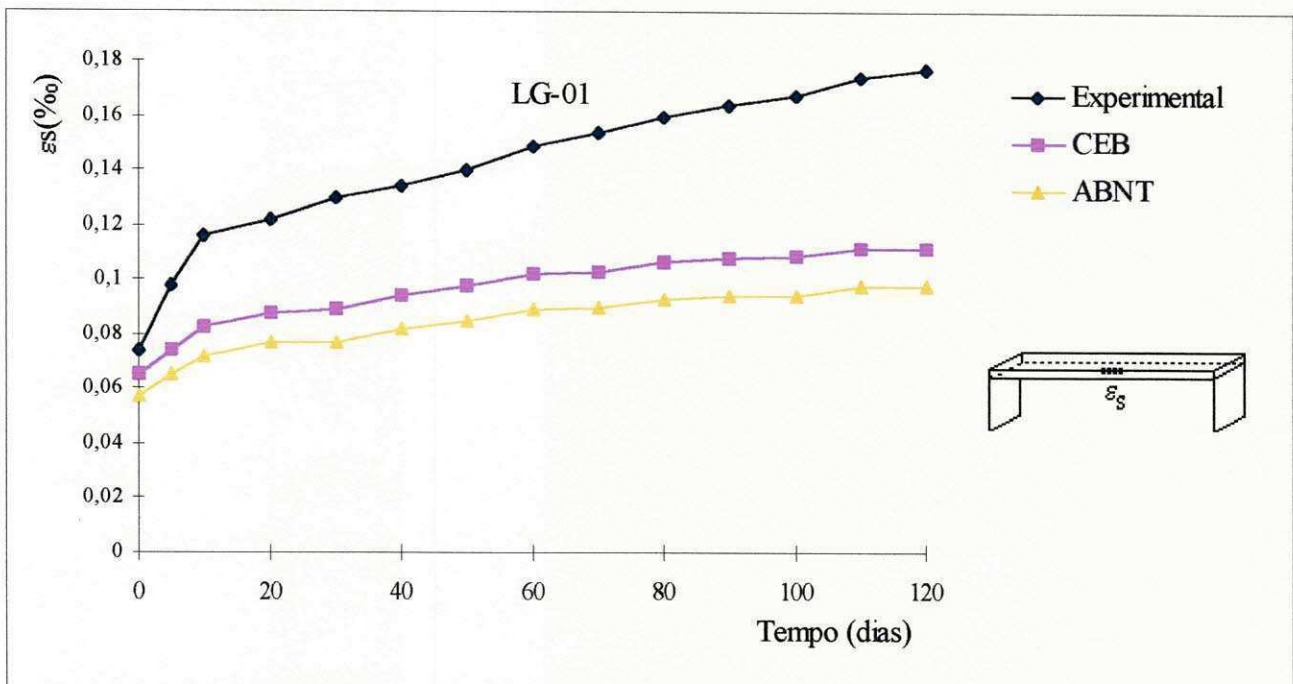


Figura 5.44 - Evolução das Deformações Específicas Experimentais e Teóricas do Aço com o Tempo para a Laje LG-01

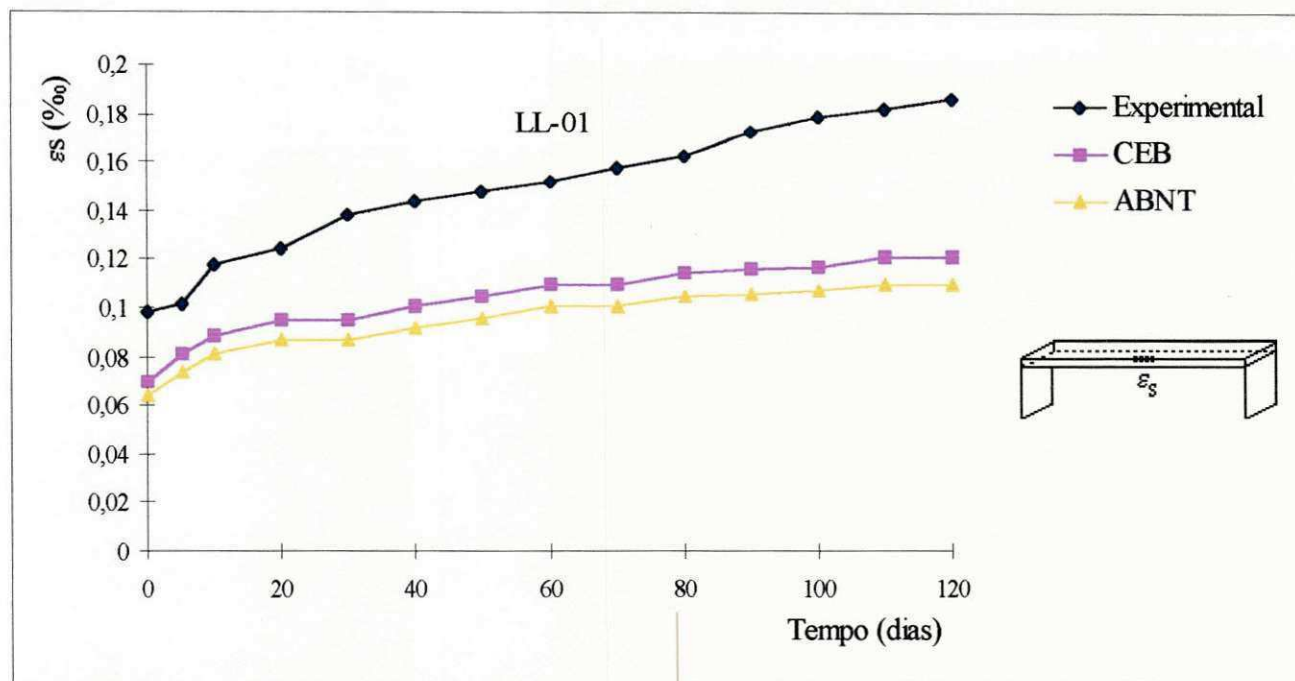


Figura 5.45 - Evolução das Deformações Específicas Experimentais e Teóricas do Aço com o Tempo para a Laje LL-01

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

Os resultados obtidos no estudo experimental permitiram concluir que:

1- Os concretos laterítico e calcário apresentaram valores de resistência à compressão simples, aos 28 dias, inferiores aos do concreto convencional, em 20,9 % e 42,4 %, respectivamente;

2- Para idades maiores, em torno de 440 dias, houve uma aproximação entre os valores das resistências à compressão simples dos concretos alternativos e convencional, com diferenças de 12,2 % e 30,4 %, respectivamente, para o concreto laterítico e calcário;

3- Os concretos alternativos apresentaram valores de resistência à tração indireta inferiores aos do concreto convencional, aproximando-se deste com o passar do tempo;

4- O tipo de agregado utilizado no concreto influenciou diretamente os valores dos módulos de deformação obtidos experimentalmente através do PUNDIT;

5- O concreto calcário apresentou módulo de deformação superior ao do concreto laterítico, e este, superior ao do concreto granítico;

6- As equações que correlacionam resistência à compressão e o módulo de deformação recomendadas pelo CEB e pela ABNT, não se mostraram adequadas a serem utilizadas nos concretos lateríticos e calcário;

7- As vigas e lajes pré-moldadas de concreto alternativo, submetidas a carregamento instantâneo, apresentaram comportamento semelhante aos de vigas e lajes de concreto convencional, com relação a evolução de fissuras e a ruptura;

8- As peças executadas com concreto calcário apresentaram flechas e deformações específicas instantâneas superiores às do concreto laterítico;

9- Para as vigas ensaiadas ao longo do tempo, as flechas e deformações do concreto e do aço da viga laterítica foram superiores às da viga granítica, cerca de 14%, no caso das flechas e de 3%, no caso das deformações;

10- A laje pré-moldada de concreto laterítico submetida a carregamento ao longo do tempo, apresentou para flecha máxima, no meio do vão, valor que representa apenas 40 % do valor da flecha admissível de um centímetro. Na laje granítica, este valor representou apenas 20 % do valor da flecha admissível;

11- A variação diária das flechas ao longo do tempo foi maior para as peças de concreto laterítico, sendo mais intensa nas lajes do que nas vigas;

12- Os valores teóricos das flechas e deformações propostos pelo CEB e pela ABNT, mostraram-se compatíveis aos valores experimentais, sendo os propostos pelo CEB, os que mais se aproximaram dos valores experimentais.

Como conclusão geral, pode-se afirmar que as vigas e lajes pré-moldadas de concreto laterítico e calcário apresentaram-se mais deformáveis do que as de concreto convencional. No entanto, os valores obtidos para as cargas de serviço, satisfazem ao Estado Limite de Utilização, não chegando a atingir nenhum estado de deformação excessiva ou de fissuração inaceitável. Com relação ao estado de deformação obtido nas lajes de concreto alternativo, para as cargas de serviço, mantidas constantes ao longo do tempo, os valores máximos foram, aproximadamente, 2,5 vezes menores que os admissíveis. Podendo-se dizer, com certeza, que a substituição da brita de rocha granítica por materiais alternativos, como as concreções lateríticas e a brita calcária, na fabricação de

concreto com finalidade estrutural , nas peças submetidas às cargas de serviço, é plenamente viável, especialmente nas regiões onde a brita granítica é escassa.

SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Com o objetivo de dar continuidade a este trabalho visando a utilização de materiais alternativos com finalidade estrutural, sugerem-se os seguintes tópicos:

- 1- Estudar o aumento da resistência à compressão simples com o tempo para os concretos alternativos;
- 2- Determinar o módulo de deformação dos concretos alternativos através da curva tensão x deformação, estabelecendo correlações com o método ultra-sônico e determinando os coeficientes adequados a serem utilizados nas equações propostas pelo CEB e pela ABNT;
- 3- Estudar as deformações ao longo do tempo em vigas e lajes de concreto calcário;
- 4- Estudar as deformações instantâneas e ao longo do tempo em lajes maciças de concreto alternativo, armadas numa direção;
- 5- Estudar a aderência entre o concreto e o aço para os concretos laterítico e calcário;
- 6- Estudar a retração em peças de concreto armado alternativo;
- 7- Estudar a resistência de peças de concreto armado alternativo solicitadas à torção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1980), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto*, NBR 5739.

ABNT (1980), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Cálculo e Execução de Lajes Mistas*, NBR 6119.

ABNT (1982), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado*, NBR 6118.

ABNT (1982), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Agregado para Concreto*, NBR 7211.

ABNT (1982), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Concreto - Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco Cone*, NBR 7223.

ABNT (1982), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Determinação da Massa Unitária do Agregado no Estado Solto*, NBR 7251.

- ABNT (1983), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Argamassas e Concretos - Determinação da Resistência à Tração Diametral de Corpos de Prova Cilíndricos*, NBR 7222.
- ABNT (1983), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Determinação do Módulo de Deformação Através das Velocidades de Propagação de Ondas Ultra-Sônicas*, NBR 8802.
- ABNT (1984), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Moldagem e Cura de Corpos de Prova de Concreto, Cilíndricos ou Prismáticos*, NBR 5738.
- ABNT (1984), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Massa Específica dos Grãos e Absorção*, NBR 6458.
- ABNT (1984), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Determinação da Abrasão "Los Angeles"*, NBR 6465.
- ABNT (1984), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Ações e Segurança nas Estruturas*, NBR 8681.
- ABNT (1985), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado*, NBR 9062.
- ABNT (1987), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Determinação da Composição Granulométrica dos Agregados*, NBR 7217.

ABNT (1987), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Agregados - Determinação do Teor de Materiais Pulverulentos*, NBR 7219.

ABNT (1987), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Agregados - Determinação da Massa Específica de Agregados Miúdos Por Meio do Frasco de Chapman*, NBR 9776.

ABNT (1987), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido*, NBR 7187.

ABNT (1987), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Resistência ao Esmagamento*, NBR 9938.

ABNT (1989), Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Projeto de Estruturas de Concreto Protendido*, NBR 7197.

Assis, V.J.D. (1992), *Avaliação da Qualidade de Concretos Convencionais e Alternativos Por Meio de Ensaios Destrutivos e Não-Destrutivos*, Tese de Mestrado, UFPB - Campina Grande.

Azevedo, A.B. (1983), *A Laterita Acreana Utilizada como Agregado Graúdo no Concreto* - Seminário Sobre o Controle da Resistência do Concreto, IBC.

Brasileiro, F.E. (1983), *Estudo Comparativo do Comportamento dos Concretos Betuminosos à Quente, Fabricados com Agregados Graúdos Convencionais e Não-Convencionais, Quando Utilizado o Ensaio de Estabilidade Marshall*, Tese de Mestrado, UFPB - Campina Grande.

Buchanan, F.A. (1807), *A Journey From Madras Through The Countries of Mysore Kanara e Malabar*, Vol. 2. East Índia Company, London.

CEB. (1978), Comitê Euro-International du Beton, Código Modelo CEB-FIP.

CEB. (1978), Comitê Euro-International du Beton, Boletim de Informação nº 124/125.

CEB. (1978), Comitê Euro-International du Beton, Boletim de Informação nº 139.

CEB. (1981), Comitê Euro-International du Beton, Boletim de Informação nº 143.

CEB. (1991), Comitê Euro-International du Beton, Código Modelo CEB-FIP.

Chagas Filho, M.B. (1986), *Concreções Lateríticas: Propriedades Básicas e Sua Utilização em Vigas Isostáticas Submetidas à Flexão Simples*, Tese de Mestrado, UFPB - Campina Grande.

Chagas Filho, M.B. (1992), *Estudo da Deformação, Segurança e Rigidez de Vigas de Concreto Armado Laterítico*, Tese de Concurso Para Professor Titular, DEC - UFPB - Campina Grande.

Costa, C.R.V. e Lucena, F.B. (1987), *Utilização de um Solo Laterítico Concrecionado na Fabricação de Concreto de Cimento Portland* - 22ª Reunião Anual de Pavimentação, Maceió-AL.

D.N.E.R., Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, *Método de Ensaio para Determinação do Índice de Forma*, ME 86, 1964.

- D.N.E.R., Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, *Método de Ensaio para Determinação da Resistência Mecânica pelo Método dos 10 % de Finos*, ME 96, 1971.
- Fusco, P.B. (1976), *Estruturas de Concreto - Fundamentos do Projeto Estrutural*. São Paulo: Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda.
- Fusco, P.B. (1981), *Estruturas de Concreto Armado - Solicitações Normais*. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois S.A.
- Gomes de Souza, A.C. e Pinto, A.C.F. (1982), *Algumas Considerações sobre a Possibilidade de Utilização de Laterita do Maranhão com Agregado na Composição de Concretos*, U.S.P.
- Guerra, A.F. (1966), *Dicionário Geológico-Geomorfológico*, 2ª Edição. IBGE, Rio de Janeiro.
- Jerônimo, V.L. (1990), *Emprego do Agregado Calcário da Grande João Pessoa na Fabricação do Concreto*. In: Seminário Regional de Engenharia Civil - "Civil 90", Recife-PE.
- Khoury, M.E. (1975), *Resistência à Flexão de Vigas de Concreto Leve Armado com Aço CA 50-B*, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ - Rio de Janeiro.
- Leonhardt, F. e Monning, E. (1977), *Construções de Concreto - Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*, Vol. 1. Rio de Janeiro: Livraria Interciência Ltda.

- Madu, R.M. (1980), *The Performance of Lateritic Stones as Concrete Aggregates and Road Chippings*, Vol. 13, nº 78, 43 Bordas, Dunod.
- Martins, E.A.C. (1990), *Estudo Comparativo entre Concretos de Cimento Portland Pozolânico Fabricados com Agregados Convencionais e Não-Convencionais*, Tese de Mestrado, UFPB - Campina Grande.
- Massaro Júnior, M. (1980), *Manual de Concreto Armado*, Vol 2. São Paulo.
- Montoya, P.J., Meseguer, A.G. e Cabré, F.M. (1979), *Hormigón Armado*, Vol 1, 10ª Edição. Barcelona: Editora Gustavo Gili, S.A.
- Petrucci, E.G.R. (1978), *Concreto de Cimento Portland*, 11ª Edição. Rio de Janeiro: Editora Globo S.A.
- Pompeu Neto, B.B.(1976), *Um Estudo Sobre as Propriedades de Resistência Mecânica do Concreto Laterítico*, Tese de Mestrado, UFPB - Campina Grande.
- Queiroz de Carvalho, J.B. (1984), *Lateritic Aggregate Used to Fabricate Concrete*. Bulletin of The International Association of Engineering Geology, nº 30, Paris.
- Santana, H. (1970), *Notas de Aulas* - Universidade Federal do Ceará.
- Sussekind, J.C. (1980), *Curso de Concreto*, Vol.1. Porto Alegre: Editora Globo S.A.
- Verçoza, E.J. (1975), *Materiais de Construção*, Vol. 1. Porto Alegre: Editora Sagra S.A.

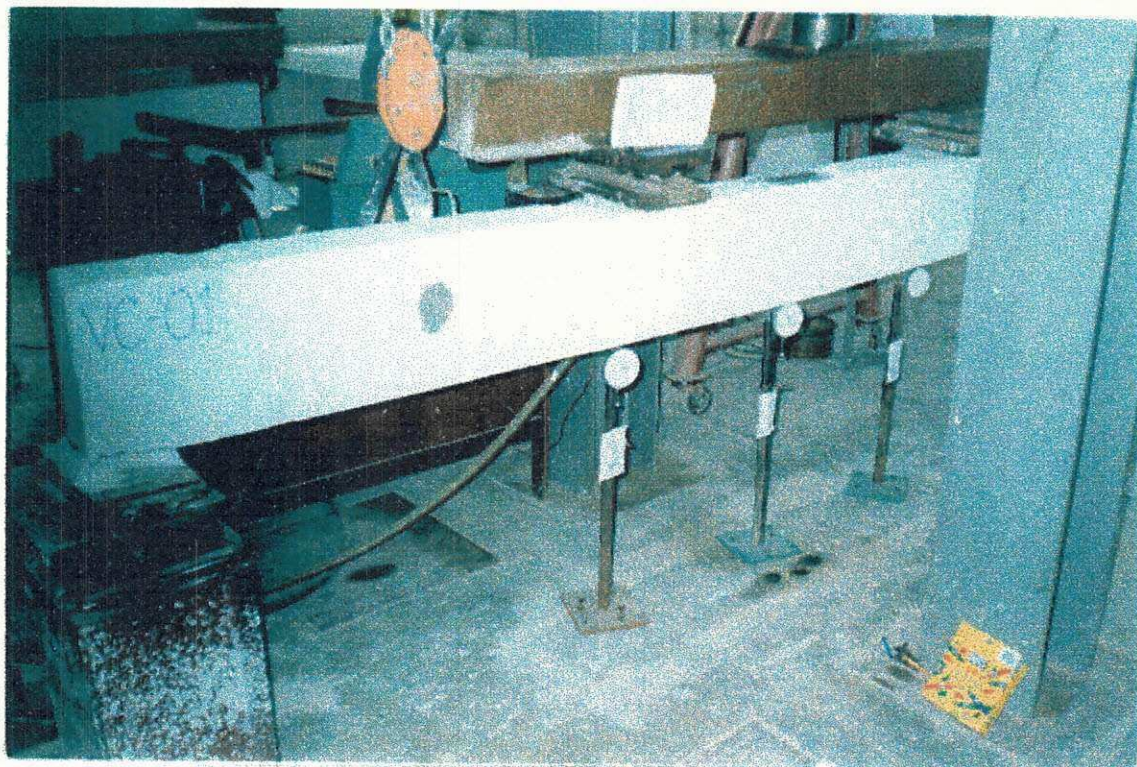
FOTOGRAFIAS



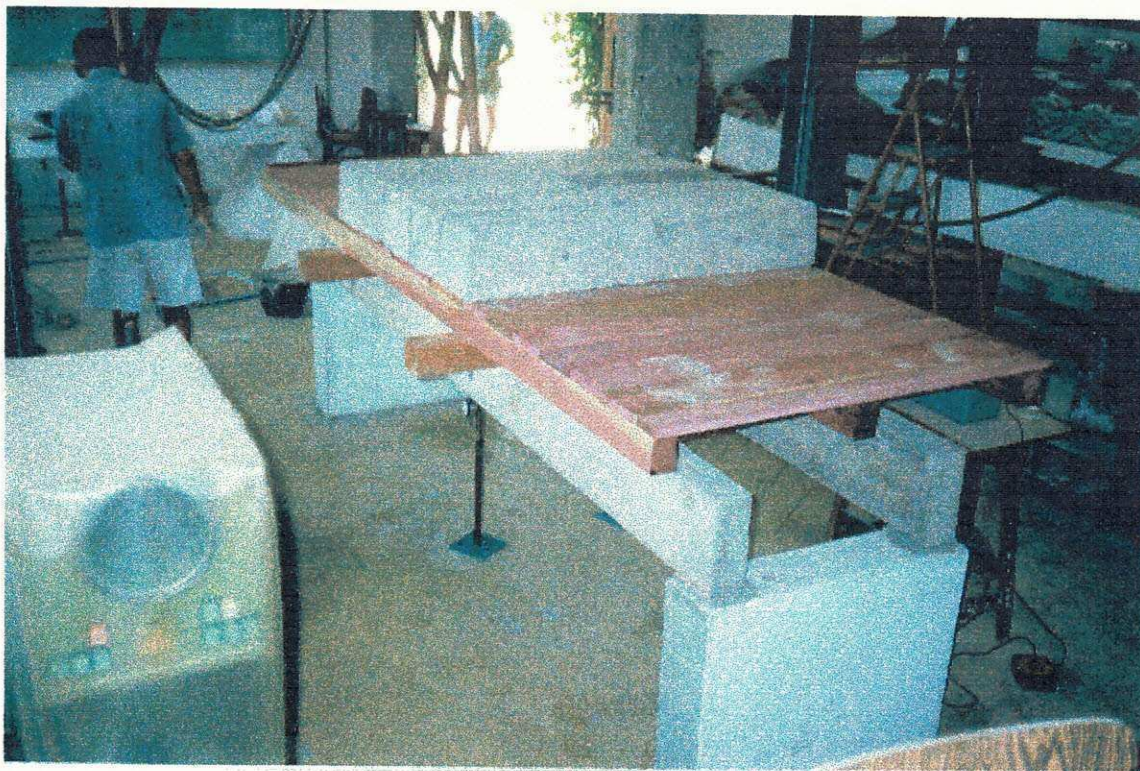
Fotografia 1 - Ferragem das Vigas



Fotografia 2 - Concretagem das Vigas



Fotografia 3 - Ensaio das Vigas Submetidas à Carregamento Instantâneo



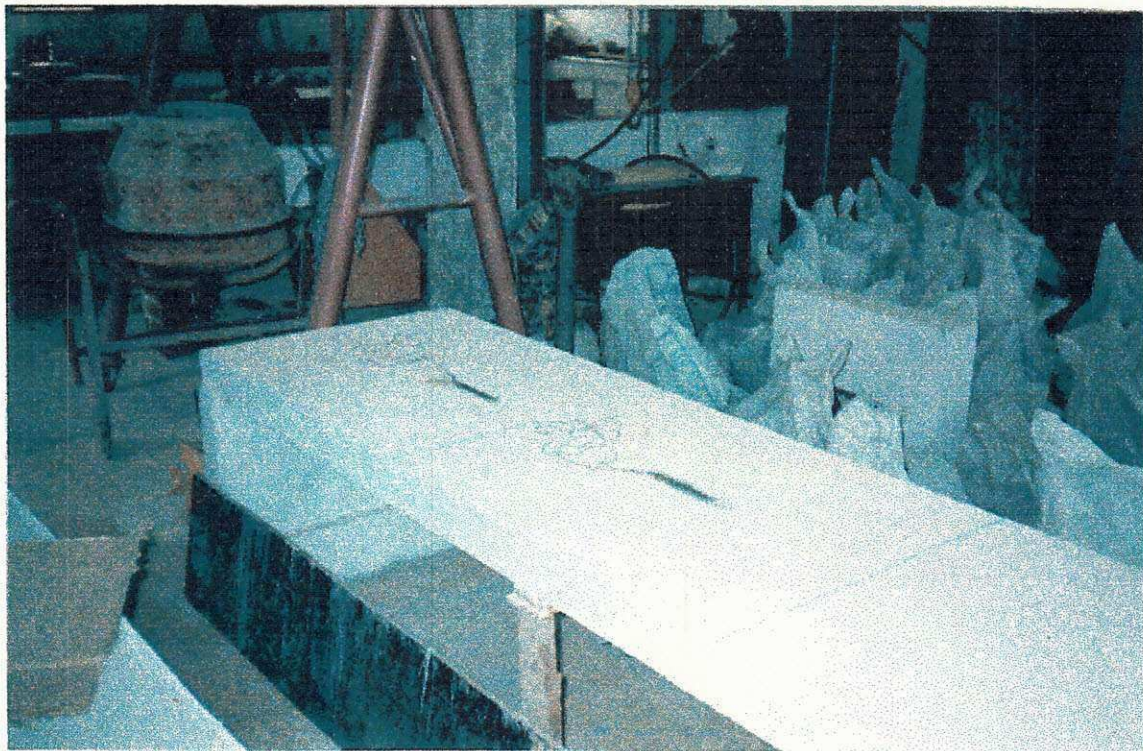
Fotografia 4 - Ensaio das Vigas Submetidas à Carregamento ao Longo do Tempo



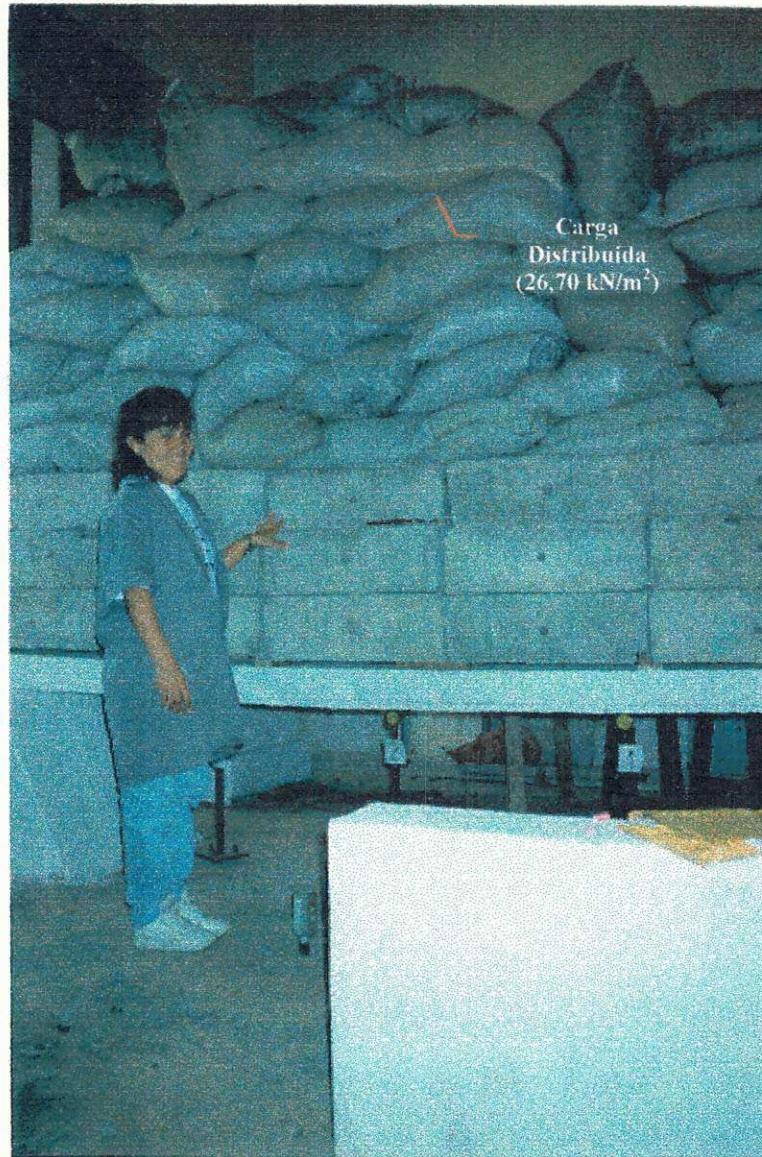
Fotografia 5 - Concretagem das Nervuras das Lajes Pré-moldadas



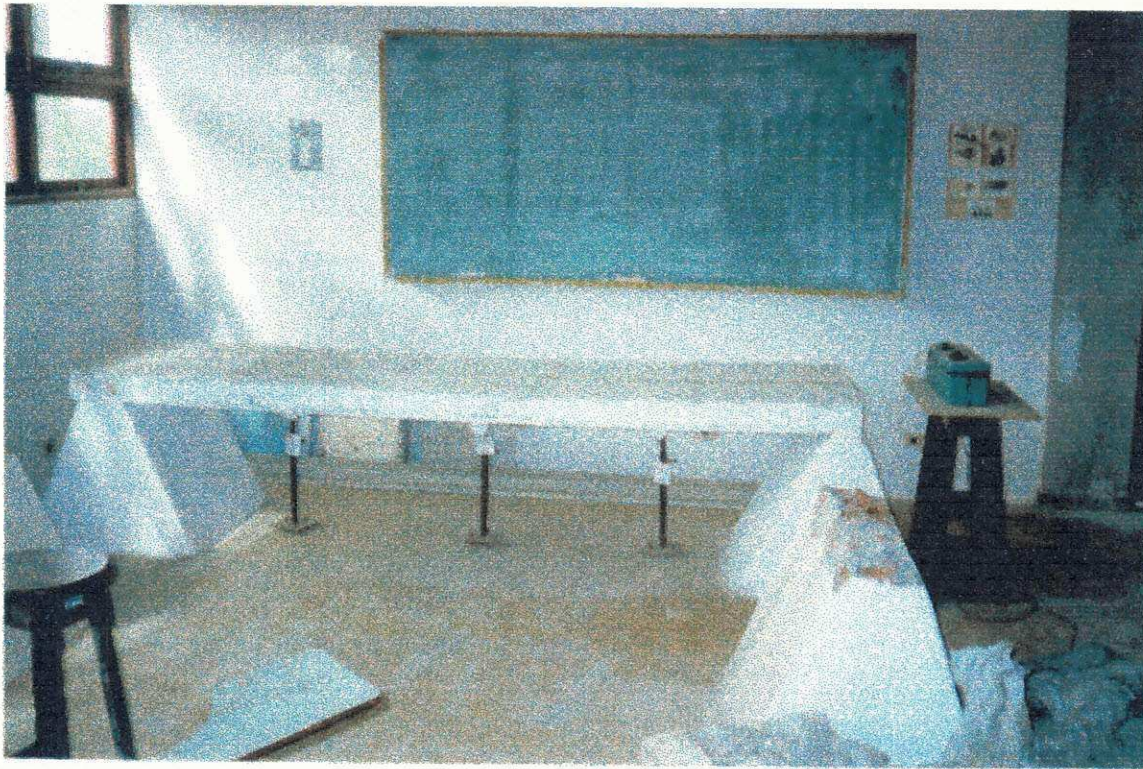
Fotografia 6 - Capeamento das Lajes Pré-Moldadas



Fotografia 7 - Laje Pré-Moldada Pronta para o Ensaio - Detalhe da Colocação dos Strain-Gages Colados no Concreto



Fotografia 8 - Laje Pré-Moldada Submetida a Carregamento Instantâneo



Fotografia 9 - Laje Pré-Moldada Submetida a Carregamento Instantâneo, Após a Realização do Ensaio



Fotografia 10 - Laje Pré-Moldada Submetida a Carregamento ao Longo do Tempo

ANEXO 1

MEMÓRIA DE CÁLCULO

DETERMINAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS UTILIZADAS NA PESQUISA

A seção transversal das vigas foi determinada de modo que as mesmas trabalhassem na condição de normalmente armada, ou seja, $\epsilon_{cd} = 3,5\text{‰}$ e $\epsilon_{sd} = \epsilon_{yd}$, desta forma, o esmagamento do concreto ocorria simultaneamente ao escoamento do aço (Figura 1).

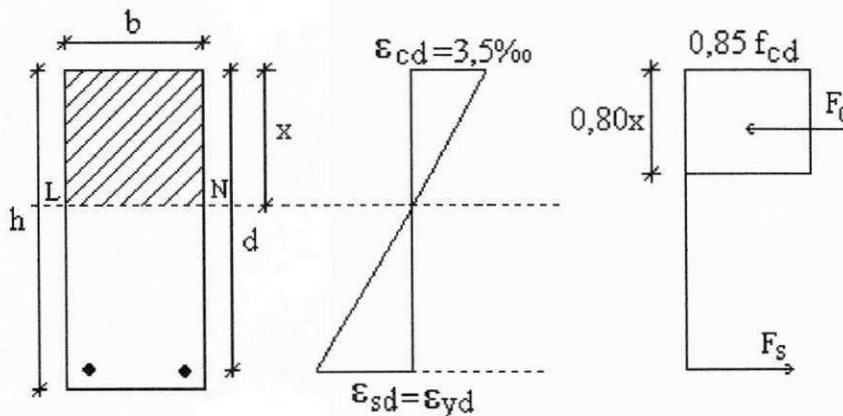


Figura 1 - Seção Transversal das Vigas para Condição Normalmente Armada

Para os cálculos foram feitas as seguintes considerações:

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = 2 \phi 10.0 \text{ mm}$$

$f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ (Este valor foi estimado levando-se em consideração os valores normalmente utilizados para obras de pequeno porte e o fato de os concretos alternativos apresentam resistências muito variáveis e inferiores às do concreto convencional)

O equilíbrio das forças na horizontal fornece:

$$\sum F_H = 0 \therefore$$

$$F_C = F_S$$

$$0,85f_{cd} \cdot 0,80 x \cdot b = A_s \cdot f_{yd}$$

$$0,85 \cdot \frac{13,5}{1,4} \cdot 0,80 x \cdot 10 = 2 \cdot 0,785 \cdot \frac{500}{1,15}$$

$$\Rightarrow x = 10,41 \text{ cm}$$

Para o cálculo de d , tem-se:

$$x = \xi d \quad \text{onde: } \xi = \frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{yd}}$$

$$\text{Para aço CA50-B, } \xi = 0,462 \quad \Rightarrow d = \frac{x}{\xi} \quad \Rightarrow d = \frac{10,41}{0,462}$$

$$\Rightarrow d = 22,53 \text{ cm}$$

$$\text{Assim, utilizou-se } \begin{cases} d = 23 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

DETERMINAÇÃO DA FERRAGEM DAS NERVURAS DAS LAJES PRÉ-MOLDADAS UTILIZADAS NA PESQUISA

As lajes pré-moldadas utilizadas na pesquisa foram confeccionadas conforme está indicado na

Figura 2:

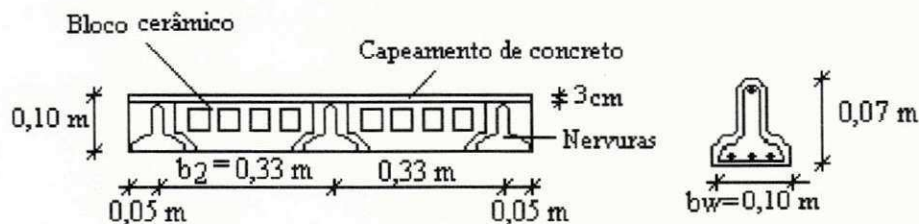


Figura 2 - Seção Transversal das Lajes Pré-Moldadas

As nervuras foram calculadas da seguinte forma:

Cargas Atuantes:

- Peso próprio (0,07 x Peso específico da laje pré-moldada = 20,0 kN/m ³)	1,40 kN/m ²
- Revestimento (0,03 x Peso específico do concreto = 25,0 kN/m ³)	0,75 kN/m ²
- Sobrecarga	<u>2,50 kN/m²</u>
	4,65 kN/m ²

Cálculo do Momento:

$$M = \frac{q\ell^2}{8} = \frac{4,65 \cdot 3,0^2}{8} = 5,23 \text{ kNm}$$

$$M_d = 5,23 \cdot 1,4 \Rightarrow M_d = 7,32 \text{ kNm}$$

Como existem três nervuras em cada laje, cada nervura absorve 1/3 de M_d , ou seja,

$$M_d = 2,44 \text{ kNm.}$$

Cálculo da Ferragem:

A ferragem das lajes foi calculada de acordo com as normas NBR 6119 e NBR 9062. Segundo estas normas, o cálculo da ferragem pode ser feito considerando a laje como viga "T" com a seção indicada na Figura 3.

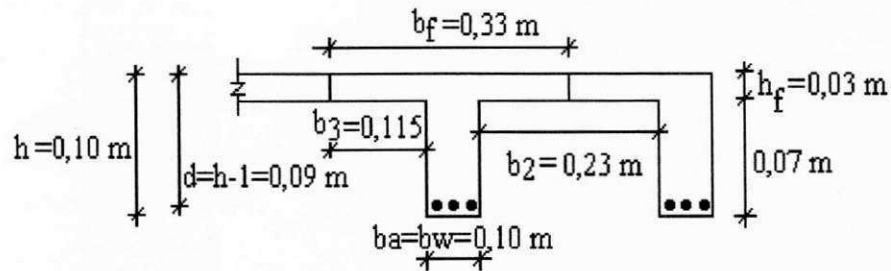


Figura 3 - Seção da Laje Considerada para o Cálculo da Ferragem

De acordo com a Figura 3, tem-se:

$$b_a = b_w = 0,10 \text{ m}$$

$$h_f = 0,03 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,23 \text{ m}$$

Com estes valores encontrou-se:

$$b_3 = 0,115 \text{ m}$$

$$b_f = 0,33 \text{ m}$$

$d_0 = 5,20 \text{ cm}$ e, finalmente:

$$A_s = 0,67 \text{ cm}^2, \text{ ou seja, } 3 \phi 6,3 \text{ mm / nervura}$$

Resumindo: Seção das vigas \Rightarrow (10 x 25)

Ferragem das Vigas \Rightarrow 2 ϕ 10.0 mm

Ferragem das Lajes \Rightarrow 3 ϕ 6.3 mm / nervura