



COMPORTAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE À FADIGA EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

José Eudes Marinho da Silva

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Webe João Mansur

Rio de Janeiro
Março de 2019

COMPORTAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE À FADIGA EM VIGAS DE
CONCRETO ARMADO

José Eudes Marinho da Silva

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Webe João Mansur, Ph.D.

Prof. Otto Corrêa Rotunno Filho, Ph.D.

Profa. Maria Cascão Ferreira Almeida, D.Sc.

Prof. Marcelo de Miranda Reis, D.Sc.

Profa. Renata Albergaria de Mello Bandeira, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO DE 2019

Silva, José Eudes Marinho da

Comportamento do esforço cortante à fadiga em vigas de concreto armado / José Eudes Marinho da Silva. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XXII, 154 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Webe João Mansur

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 149-154.

1. Fadiga. 2. Cortante. 3. Deformação. 4. Estribos. I. Mansur, Webe João. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

A Deus por tudo.

À minha esposa, Cátia, e às minhas filhas Gabriela, Giovana e Larissa, pelo suporte em todos os momentos.

Aos meus pais, Maria José e Sabino, e aos meus irmãos e familiares que estiveram prontos para me ajudar quando precisei.

Ao meu orientador, Professor Webe João Mansur, por me acolher no momento que eu mais precisei.

Aos meus orientadores e amigos, Professores Luiz Antonio Vieira Carneiro e Ana Maria, pela amizade, orientação, constante incentivo, correções e sugestões ao trabalho e esclarecimentos e comentários sempre pertinentes.

Agradeço aos professores e funcionários técnicos administrativos do Programa de Engenharia Civil da UFRJ pelo suporte ao longo do programa de doutoramento. Em especial, destaca-se que o presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Aos amigos conquistados na COPPE/UFRJ.

Aos amigos Renan, Fábio Ávila e Rebeca, pelo apoio inestimável na realização dos ensaios.

Aos amigos do Laboratório de Materiais de Construção e Concreto, Sgt Gonçalves, Sgt Mello, Sd W. Silva, Sd W. Santana e Sd Breno, pelo apoio durante a realização dos ensaios.

À empresa PREMAG, na pessoa da Professora D.Sc. Flavia Moll de Souza Judice, pelo apoio no fornecimento e transporte das vigas de concreto armado desta pesquisa.

A todos, que, de forma direta ou indireta, contribuíram para a realização do trabalho.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

COMPORTAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE À FADIGA EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

José Eudes Marinho da Silva

Março/2019

Orientador: Webe João Mansur

Programa: Engenharia Civil

A fadiga é um processo de degradação importante, que pode se manifestar de maneira intensa em estruturas sujeitas à ação de carregamentos cíclicos, tais como pontes rodoviárias, lajes de aproximação, torres eólicas e estruturas *offshore*. As equações existentes para calcular as deformações de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga são escassas. Este trabalho tem por objetivo avaliar o comportamento de vigas de concreto armado ao esforço cortante sob carregamento à fadiga e propor uma formulação para previsão de deformações dos estribos sob fadiga. Um programa experimental foi elaborado para ensaiar 12 vigas de concreto armado com 3,50 m de comprimento e seção retangular de 15 x 35 cm, divididas em quatro grupos, sendo um deles com vigas sem armadura transversal. A carga aplicada foi constante e a menor carga foi de 10% da carga última resistente. Os parâmetros alterados ao longo do programa experimental foram taxa de armadura transversal (0,119%, 0,189% e 0,378%) e a relação entre a tensão máxima aplicada e a resistência estática das vigas (0,50 e 0,60). Constatou-se que com a alteração da relação entre a tensão máxima aplicada e a resistência estática das vigas de 0,50 para 0,60 houve pouca influência no comportamento das deformações das vigas de concreto armado nos ensaios de fadiga. Após obtenção dos dados experimentais e com os dados da literatura foi possível estabelecer uma equação para cálculo da deformação de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

BEHAVIOR OF SHEAR STRENGTH UNDER FATIGUE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

José Eudes Marinho da Silva

March/2019

Advisor: Webe João Mansur

Department: Civil Engineering

Fatigue is an important degradation process, which can manifest itself intensely in cyclically loaded structures such as road bridges, approach slabs, wind towers and offshore structures. The existing equations for calculating the strains of reinforced concrete beams under fatigue loading are scarce. The objective of this work is to evaluate the behavior of reinforced concrete beams to the shear stress under fatigue loading and to propose an equation for calculating strains of the stirrups under fatigue. An experimental program was designed to test 12 reinforced concrete beams with a length of 3.50 m and a rectangular section of 15 x 35 cm, divided into four groups, one of them with beams without transverse reinforcement. The applied load was constant and the smaller load was 10% of the last load resistant. The parameters varied in the experimental program were transversal reinforcement rate (0.119%, 0.189% and 0.378%) and the relationship between the maximum applied stress and the static strength of the beams (0.50 and 0.60). It was verified that with the change in the relation between the maximum tension applied and the static strength of the beams from 0.50 to 0.60, there was little influence on the behavior of the strains of the reinforced concrete beams in the fatigue tests. After obtaining the experimental data and the literature data, it was possible to establish an equation for the calculation of the strain of reinforced concrete beams under fatigue loading.

SUMÁRIO

| | |
|--|----|
| CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. Considerações iniciais | 1 |
| 1.2. Motivação | 2 |
| 1.3. Objetivos..... | 2 |
| 1.4. Contribuição científica | 3 |
| 1.5. Estrutura da tese..... | 3 |
| 1.6. Organização do texto | 5 |
| | |
| CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 6 |
| 2.1. Considerações iniciais | 6 |
| 2.2. Fadiga | 6 |
| 2.3. Parâmetros que influenciam o comportamento de vigas sem armadura transversal | 7 |
| 2.4. Parâmetros que influenciam o comportamento de vigas com armadura transversal | 9 |
| 2.5. Comportamento à fadiga do concreto armado..... | 10 |
| 2.6. Relação de tensão | 15 |
| 2.7. Frequência de carregamento | 15 |
| 2.8. Hipótese de Palmgren-Miner..... | 16 |
| 2.9. Curvas RT-N..... | 18 |
| 2.10. Modelos de fadiga | 19 |
| 2.10.1. Formulações para previsão da deformação de estribos sob carregamento de fadiga | 21 |
| 2.11 Estudos sobre fadiga no concreto | 26 |

| | |
|---|--------|
| 2.11.1. CHANG e KESLER (1958)..... | 26 |
| 2.11.2. STELSON e CERNICA (1958)..... | 28 |
| 2.11.3. TAYLOR (1959)..... | 29 |
| 2.11.4. VERNA e STELSON (1962)..... | 29 |
| 2.11.5. HAWKINS (1974)..... | 30 |
| 2.11.6. RUHNAU (1974)..... | 31 |
| 2.11.7. HIGAI (1978)..... | 32 |
| 2.11.8. FARGHALY (1979)..... | 33 |
| 2.11.9. UEDA (1982)..... | 37 |
| 2.11.10. CHANG e CHAI (1989)..... | 44 |
| 2.11.11. KWAK e PARK (2001)..... | 54 |
| 2.11.12. GEBREYOUHANNES <i>et al.</i> (2008)..... | 55 |
| 2.11.13. GALLEGO <i>et al.</i> (2014)..... | 55 |
| 2.11.14. RUIZ <i>et al.</i> (2015)..... | 56 |
| 2.11.15. LIU e ZHOU (2016)..... | 57 |
| 2.11.16. TONG <i>et al.</i> (2018)..... | 58 |
| 2.11.17. KOHL e ROMBACH (2018)..... | 59 |
| 2.12. Análise das principais formulações existentes de cálculo de deformação dos estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga | 64 |
| 2.13. Considerações finais | 68 |
| CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL | 69 |
| 3.1. Introdução..... | 69 |

| | |
|---|-----|
| 3.2. Confeção das vigas | 69 |
| 3.2.1. Concreto | 70 |
| 3.2.2. Aço | 71 |
| 3.2.3. Características geométricas e estruturais | 72 |
| 3.2.4. Formas | 74 |
| 3.2.5. Concretagem | 75 |
| 3.2.6. Instrumentação | 76 |
| 3.2.6.1. Extensômetros elétricos de resistência | 76 |
| 3.3. Ensaio das vigas | 77 |
| 3.3.1. Ensaio estático | 77 |
| 3.3.2. Ensaio de fadiga | 78 |
| | |
| CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E ANÁLISE | 80 |
| 4.1. Introdução | 80 |
| 4.2. Resultados dos ensaios estáticos | 81 |
| 4.3. Resultado dos ensaios de fadiga | 83 |
| 4.4. Deformações: ensaios estáticos | 87 |
| 4.5. Deformações: ensaios de fadiga | 90 |
| | |
| CAPÍTULO 5 – PROPOSTA DE EQUAÇÃO PARA O CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO DE ESTRIBOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SOB CARREGAMENTO À FADIGA | 100 |
| 5.1. Introdução | 100 |
| 5.2. Análise das equações de FARGAHALY <i>et al.</i> (1981) e de UEDA (1982) com as vigas de concreto armado deste trabalho. | 100 |

| | |
|---|------------|
| 5.3. Proposta de equação para cálculo das deformações de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga | 104 |
| 5.4. Análise da equação proposta com base nos resultados dos autores estudados e no programa experimental | 110 |
| CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES..... | 144 |
| 6.1. Considerações finais | 144 |
| 6.2. Conclusões..... | 144 |
| 6.2.1. Quanto aos ensaios estáticos:..... | 145 |
| 6.2.2. Quanto aos ensaios à fadiga:..... | 145 |
| 6.3. Recomendações e sugestões | 147 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 149 |

LISTA DE FIGURAS

| | | |
|--------------|---|----|
| Figura 1.1: | Visão Esquemática geral da tese..... | 4 |
| Figura 1.2: | Fluxograma metodológico do estudo..... | 4 |
| Figura 2.1: | Forças internas de uma viga sem armadura transversal depois do surgimento da fissura diagonal crítica (WIGHT e MACGREGOR, 2012). | 7 |
| Figura 2.2: | Variação de μ/M_f com a/d , para diferentes porcentagens de armadura longitudinal (ρ) (KANI et al (1964)). | 9 |
| Figura 2.3: | Forças internas de uma viga com armadura transversal. | 9 |
| Figura 2.4: | Curva S-N para o caso de barras de aço retas com diâmetro menor ou igual a 16 mm imersas no concreto (VAZ, 2013). | 12 |
| Figura 2.5: | Comparação entre a curva S-N experimental e a dada na ABNT NBR 6118:2007, para as barras com $\varnothing=10\text{mm}$ (CAIXETA, 2010). | 13 |
| Figura 2.6: | Curvas S-N para o concreto simples, adaptado de LARANJEIRAS (1990). | 14 |
| Figura 2.7: | Variação de tensões sob carregamento cíclico de amplitude constante (VAZ, 2013) | 14 |
| Figura 2.8: | Curva de Wöhler (CAVALCANTI, 2011). | 18 |
| Figura 2.9: | Mapas de fissuras dos ensaios de CHANG e KESLER (1958) para vigas com taxa de armadura longitudinal de $\rho= 1,86\%$ e $2,89\%$ | 27 |
| Figura 2.10: | Seção transversal utilizada por HAWKINS (1974)..... | 31 |
| Figura 2.11: | Seções transversais utilizadas por RUHNAU (1974). | 31 |
| Figura 2.12: | Dimensões das vigas (RUHNAU, 1974). | 32 |
| Figura 2.13: | Posições das cargas nas vigas e seções transversais, dimensões em cm (HIGAI, 1978). | 33 |

| | | |
|--------------|---|----|
| Figura 2.14: | Configuração das vigas ensaiadas à fadiga, dimensões em mm (FARGHALY, 1979). | 34 |
| Figura 2.15: | Deformação dos estribos x Log N da viga 25F4 (FARGHALY, 1979). | 35 |
| Figura 2.16: | Deformação dos estribos x Log N da viga 25F5 (FARGHALY, 1979). | 35 |
| Figura 2.17: | Deformação dos estribos x Log N da viga 25F6 (FARGHALY, 1979). | 36 |
| Figura 2.18: | Configuração das vigas ensaiadas à fadiga, dimensões em mm (UEDA, 1982). | 38 |
| Figura 2.19: | Configuração das vigas sem estribos, dimensões em mm (UEDA, 1982). | 38 |
| Figura 2.20: | Ensaio de UEDA (1982): (a) Viga 3a Nu = 10320000; (b) Viga 3b Nu = 700. | 40 |
| Figura 2.21: | Ruptura ao cortante sob carregamento à fadiga, viga FL10 (UEDA, 1982). | 40 |
| Figura 2.22: | Deformação dos estribos das vigas FS3, FL4, FS5 e FL6 (UEDA, 1982). | 41 |
| Figura 2.23: | Deformação dos estribos das vigas FS7, FL8 e FS11 (UEDA, 1982). | 41 |
| Figura 2.24: | Deformação dos estribos das vigas FS7 e FL8 com carga no cortante máxima, Vmax, menor que a resistência do concreto ao cortante (UEDA, 1982). | 42 |
| Figura 2.25: | Deformação das vigas FS9 e FL10 com valores de Vmax e Vmin próximos (UEDA, 1982). | 42 |
| Figura 2.26: | Deformação das vigas FS7 e FL8 com três valores diferentes de Vmax no mesmo ensaio (UEDA, 1982). | 43 |
| Figura 2.27: | Dimensões das vigas ensaiadas à fadiga e posicionamento dos <i>strain gages</i> nas armaduras (CHANG e CHAI, 1989). | 45 |

| | | |
|--------------|--|----|
| Figura 2.28: | Numeração das armaduras nas vigas, nº 1, 2, 3 e 4 (estribos), nº 5 (longitudinal)..... | 46 |
| Figura 2.29: | Deformação dos estribos x Log N da viga 4F1-3 (CHANG e CHAI, 1989)..... | 48 |
| Figura 2.30: | Deformação dos estribos x Log N da viga 4F1-4 (CHANG e CHAI, 1989)..... | 48 |
| Figura 2.31: | Deformação das armaduras x Log N da viga 4F2-1 (CHANG e CHAI, 1989)..... | 49 |
| Figura 2.32: | Deformação das armaduras x Log N da viga 4F2-2 (CHANG e CHAI, 1989)..... | 50 |
| Figura 2.33: | Deformação das armaduras x Log N da viga 4F3-1 (CHANG e CHAI, 1989)..... | 51 |
| Figura 2.34: | Deformação armaduras x Log N da viga 4F3-2 (CHANG e CHAI, 1989)..... | 51 |
| Figura 2.35: | Deformação das armaduras nº 1 a 6 x Log N da viga 6F4-3 (CHANG e CHAI, 1989). | 52 |
| Figura 2.36: | Deformação das armaduras nº 7 a 12 x Log N da viga 6F4-3 (CHANG e CHAI, 1989). | 53 |
| Figura 2.37: | Viga ensaiada por GEBREYOUHANNES <i>et al.</i> (2008).... | 55 |
| Figura 2.38: | Mapas de fissuras da viga VA1 até romper, Nu = 170.718 ciclos (GALLEGO <i>et al.</i> , 2014). | 56 |
| Figura 2.39: | Dimensões das vigas de LIU e ZHOU (2016), em mm..... | 57 |
| Figura 2.40: | Dimensões das vigas do conjunto 5 de TONG <i>et al.</i> (2018), em mm..... | 58 |
| Figura 2.41: | Seções transversais das vigas de TONG <i>et al.</i> (2018), em mm. | 59 |
| Figura 2.42: | Dimensões das vigas de KOHL (2018). | 60 |
| Figura 2.43: | Deformação das armaduras x Log N, viga 4F2-1 (CHANG e CHAI, 1989)..... | 65 |

| | | |
|--------------|---|----|
| Figura 2.44: | Deformação da armadura transversal (estribo nº 3 e nº 4), viga 4F2-1..... | 65 |
| Figura 2.45: | Deformação da armadura transversal (estribo nº 1 e nº 4), viga 4F3-1..... | 66 |
| Figura 2.46: | Deformação dos estribos x Log N, viga 6F4-3 (CHANG e CHAI, 1989). | 67 |
| Figura 2.47: | Deformação da armadura transversal (estribo nº 1, nº 2 e nº 3), viga 6F4-3. | 67 |
| Figura 3.1: | Moldagem dos corpos de prova de concreto 100 mm x 200 mm de dimensões em formas metálicas. | 71 |
| Figura 3.2: | Esquema de ensaio. | 73 |
| Figura 3.3: | Dimensões das vigas..... | 74 |
| Figura 3.4: | Detalhamento da armadura das vigas. | 74 |
| Figura 3.5: | Formas utilizadas na concretagem..... | 75 |
| Figura 3.6: | Processo de concretagem das vigas. | 75 |
| Figura 3.7: | Posição dos extensômetros elétricos de resistência (<i>strain gages</i>) nas vigas. | 76 |
| Figura 3.8: | Extensômetros elétricos na armadura de aço..... | 76 |
| Figura 3.9: | Extensômetro elétrico de resistência colado no concreto. ... | 77 |
| Figura 3.10: | Viga posicionada no pórtico. | 77 |
| Figura 3.11: | Equipamento para aquisição de dados da marca Lynx..... | 77 |
| Figura 3.12: | Realização dos ensaios. | 78 |
| Figura 3.13: | Pórtico e atuadores..... | 79 |
| Figura 3.14: | Controladora dos atuadores. | 79 |
| Figura 4.1: | Ruptura viga E1-1..... | 81 |
| Figura 4.2: | Ruptura viga E2-1..... | 81 |
| Figura 4.3: | Ruptura viga E3-1..... | 82 |
| Figura 4.4: | Ruptura viga E4-1..... | 82 |
| Figura 4.5: | Ruptura viga F1-3. | 84 |

| | | |
|--------------|--|-----|
| Figura 4.6: | Ruptura viga F2-2. | 84 |
| Figura 4.7: | Ruptura viga F2-3. | 85 |
| Figura 4.8: | Ruptura viga F3-2. | 85 |
| Figura 4.9: | Ruptura viga F4-2. | 85 |
| Figura 4.10: | Localização dos <i>strain gages</i> nas vigas sem estribos. | 87 |
| Figura 4.11: | Localização dos <i>strain gages</i> nas vigas com estribos. | 87 |
| Figura 4.12: | Carga x deformação viga E1-1. | 88 |
| Figura 4.13: | Carga x deformação viga E2-1. | 88 |
| Figura 4.14: | Carga x deformação viga E3-1. | 89 |
| Figura 4.15: | Carga x deformação viga E4-1. | 89 |
| Figura 4.16: | Deformação x Log N da viga F1-2. | 91 |
| Figura 4.17: | Deformação x Log N da viga F1-3. | 91 |
| Figura 4.18: | Deformação x Log N da viga F2-2. | 92 |
| Figura 4.19: | Deformação x Log N da viga F2-3. | 92 |
| Figura 4.20: | Deformação x Log N da viga F3-2. | 93 |
| Figura 4.21: | Deformação x Log N da viga F3-3. | 93 |
| Figura 4.22: | Deformação x Log N da viga F4-2. | 94 |
| Figura 4.23: | Deformação x Log N da viga F4-3. | 94 |
| Figura 4.24: | Deformação do concreto x Log N. | 97 |
| Figura 4.25: | Deformação da armadura longitudinal x Log N. | 97 |
| Figura 4.26: | Deformação do estribo 1 x Log N. | 98 |
| Figura 4.27: | Deformação do estribo 2 x Log N. | 98 |
| Figura 5.1: | Deformações estribos da viga F2-2. | 101 |
| Figura 5.2: | Deformações estribos da viga F2-3. | 101 |
| Figura 5.3: | Deformações estribos da viga F3-2. | 102 |
| Figura 5.4: | Deformações estribos da viga F3-3. | 102 |
| Figura 5.5: | Deformações estribos da viga F4-2. | 103 |
| Figura 5.6: | Deformações estribos da viga F4-3. | 103 |

| | | |
|--------------|---|-----|
| Figura 5.7: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4)..... | 111 |
| Figura 5.8: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5)..... | 112 |
| Figura 5.9: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de UEDA (1982)..... | 113 |
| Figura 5.10: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de UEDA (1982)..... | 114 |
| Figura 5.11: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de UEDA (1982)..... | 114 |
| Figura 5.12: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de UEDA (1982)..... | 116 |
| Figura 5.13: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de UEDA (1982)..... | 116 |
| Figura 5.14: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de UEDA (1982)..... | 117 |
| Figura 5.15: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de CHANG e CHAI (1989). | 119 |
| Figura 5.16: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de CHANG e CHAI (1989). | 120 |
| Figura 5.17: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de CHANG e CHAI (1989). | 121 |
| Figura 5.18: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de CHANG e CHAI (1989). | 121 |
| Figura 5.19: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de FARGHALY <i>et al.</i> (1981). | 123 |
| Figura 5.20: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de FARGHALY <i>et al.</i> (1981). | 124 |

| | | |
|--------------|--|-----|
| Figura 5.21: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de FARGHALY <i>et al.</i> (1981). | 124 |
| Figura 5.22: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de FARGHALY <i>et al.</i> (1981). | 125 |
| Figura 5.23: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de FARGHALY <i>et al.</i> (1981). | 126 |
| Figura 5.24: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de FARGHALY <i>et al.</i> (1981). | 127 |
| Figura 5.25: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de FARGHALY <i>et al.</i> (1981). | 127 |
| Figura 5.26: | Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de FARGHALY <i>et al.</i> (1981). | 128 |
| Figura 5.27: | Deformações dos estribos x curva produzida pela equação proposta. | 130 |
| Figura 5.28: | Deformações dos estribos x curva produzida pela equação proposta. | 130 |
| Figura 5.29: | Deformações dos estribos x curva produzida pela equação proposta, vigas de UEDA (1982). | 132 |
| Figura 5.30: | Deformações dos estribos x curva produzida pela equação proposta, vigas de UEDA (1982). | 133 |
| Figura 5.31: | Deformações dos estribos x curva produzida pela equação proposta, vigas de CHANG e CHAI (1989). | 134 |
| Figura 5.32: | Deformações das vigas x deformações calculadas, Log N = 4. | 136 |
| Figura 5.33: | Deformações das vigas x deformações calculadas, Log N = 6. | 136 |
| Figura 5.34: | Deformações das vigas, UEDA (1982) x deformações calculadas, Log N = 4. | 137 |

| | | |
|--------------|---|-----|
| Figura 5.35: | Deformações das vigas, UEDA (1982) x deformações calculadas, Log N = 6. | 137 |
| Figura 5.36: | Deformações das vigas, CHANG e CHAI (1989) x deformações calculadas, Log N = 4..... | 138 |
| Figura 5.37: | Deformações das vigas, CHANG e CHAI (1989) x deformações calculadas, Log N = 6..... | 138 |
| Figura 5.38: | Deformações das vigas, FARGHALY <i>et al.</i> (1981) x deformações calculadas, Log N = 4..... | 139 |
| Figura 5.39: | Deformações das vigas, FARGHALY <i>et al.</i> (1981) x deformações calculadas, Log N = 6..... | 139 |
| Figura 5.40: | Deformações das vigas x deformações calculadas, Log N = 4. | 140 |
| Figura 5.41: | Deformações das vigas x deformações calculadas, Log N = 6. | 140 |
| Figura 5.42: | Deformações das vigas, UEDA (1982) x deformações calculadas, Log N = 4. | 141 |
| Figura 5.43: | Deformações das vigas, UEDA (1982) x deformações calculadas, Log N = 6. | 141 |
| Figura 5.44: | Deformações das vigas, CHANG e CHAI (1989) x deformações calculadas, Log N = 4..... | 142 |
| Figura 5.45: | Deformações das vigas, CHANG e CHAI (1989) x deformações calculadas, Log N = 6..... | 142 |

LISTA DE TABELAS

| | | |
|-------------|--|-----|
| Tabela 2.1: | Frequência crítica para vibrações verticais para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas..... | 16 |
| Tabela 2.2: | Formulações para cálculo da deformação na armadura transversal | 25 |
| Tabela 2.3: | Características das vigas ensaiadas à fadiga (FARGHALY, 1979). | 34 |
| Tabela 2.4: | Características das vigas T ensaiadas por UEDA (1982)..... | 38 |
| Tabela 2.5: | Resultados após ensaios à fadiga das vigas T (UEDA,1982) | 39 |
| Tabela 2.6: | Características das vigas ensaiadas à fadiga por CHANG e CHAI (1989). | 44 |
| Tabela 2.7: | Resultados após ensaios à fadiga das vigas (CHANG e CHAI, 1989)..... | 47 |
| Tabela 2.8: | Resumo dos trabalhos estudados..... | 61 |
| Tabela 3.1: | Nomenclatura das vigas. | 69 |
| Tabela 3.2: | Quantidade empregada de material por m ³ de concreto. | 70 |
| Tabela 3.3: | Características das armaduras das vigas. | 72 |
| Tabela 3.4: | Resultados dos ensaios de tração uniaxial das barras de aço. | 72 |
| Tabela 4.1: | Resumo dos resultados dos ensaios estáticos e de fadiga. | 80 |
| Tabela 4.2: | Valores de carga de ruptura experimental e calculado das vigas ensaiadas. | 83 |
| Tabela 5.1: | Resumo dos principais parâmetros das vigas de concreto armado do ensaio à fadiga ao cortante. | 105 |
| Tabela 5.2: | Resumo dos parâmetros utilizados para ajustar a Equação (5.1), (5.2) e (5.3) | 107 |
| Tabela 5.3: | Resultados deste trabalho x Equação (5.4) | 111 |
| Tabela 5.4: | Resultados deste trabalho x Equação (5.5) | 112 |

| | | |
|--------------|--|-----|
| Tabela 5.5: | Resultados de UEDA (1982) x Equação (5.4) | 115 |
| Tabela 5.6: | Resultados de UEDA (1982) x Equação (5.5) | 118 |
| Tabela 5.7: | Resultados de CHANG e CHAI (1989) x Equação (5.4)..... | 120 |
| Tabela 5.8: | Resultados de CHANG e CHAI (1989) x Equação (5.5)..... | 122 |
| Tabela 5.9: | Resultados de FARGHALY <i>et al.</i> (1981) x Equação (5.4)..... | 125 |
| Tabela 5.10: | Resultados de FARGHALY <i>et al.</i> (1981) x Equação (5.5)..... | 128 |
| Tabela 5.11: | Resultados deste trabalho x equação..... | 131 |
| Tabela 5.12: | Resultados de UEDA (1982) x equação..... | 133 |
| Tabela 5.13: | Resultados de CHANG e CHAI (1989) x equação..... | 135 |

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

| | |
|----------|--|
| a | Vão de cisalhamento (em vigas com cargas concentradas, distância entre apoio e carga concentrada mais próxima do mesmo); |
| A_s | Área de armadura longitudinal; |
| b | Largura da seção da viga; |
| b_w | Menor largura da seção ao longo da altura útil; |
| C | Força no banzo comprimido na seção; |
| c | Cobrimento do concreto |
| d | Altura útil da seção, igual à distância do bordo comprimido ao centróide da seção da armadura longitudinal de tração; |
| d_a | Dimensão máxima do agregado; |
| E_c | Módulo de elasticidade do concreto; |
| E_s | Módulo de elasticidade do aço; |
| f_c | Resistência à compressão do concreto obtida do ensaio de cilindros; |
| f_{cd} | Resistência à compressão de cálculo do concreto; |
| f_{ck} | Resistência à compressão característica do concreto; |
| f_y | Tensão de escoamento da armadura longitudinal; |
| f_{yw} | Tensão de escoamento da armadura transversal; |
| f_{su} | Resistência à tração do aço das armaduras longitudinal e transversal; |
| H | Altura da viga; |
| L | Vão da viga; |
| M_u | Momento correspondente à ruptura por cortante; |
| M_f | Momento resistente da viga; |
| s | Espaçamento entre os estribos (centro a centro); |
| T | Força no banzo tracionado na seção; |
| V | Força cortante na seção; |
| V_c | Parcela da força cortante resistida pelo “concreto”; |
| V_{cr} | Força cortante correspondente à fissuração diagonal |
| V_s | Força cortante resistida pela armadura longitudinal |
| V_u | Força cortante última |

| | |
|-----------------|--|
| V_y | Força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura transversal |
| $V_{y,l}$ | Força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal |
| x | Distância do bordo mais comprimido à linha neutra; |
| z | Distância entre os centróides das seções dos banzos comprimido e tracionado (braço da alavanca); |
| α | Ângulo da armadura transversal da viga com o eixo longitudinal; |
| ϵ_c | Deformação do concreto |
| ϵ_{cu} | Deformação máxima do concreto |
| ϵ_s | Deformação de escoamento do aço; |
| ϵ_{sy} | Deformação do aço; |
| ϵ_{su} | Deformação última do aço na ruptura; |
| ϵ_w | Deformação da armadura transversal |
| ϵ_{wu} | Deformação última da armadura transversal na ruptura |
| ρ | Taxa geométrica da armadura longitudinal de tração; |
| ρ_{sw} | Taxa geométrica da armadura transversal; |
| σ_c | Tensão de compressão; |
| σ_s | Tensão resistente pelo armadura tracionada |
| τ_{wu} | Tensão de cisalhamento nominal última; |
| τ | Tensão cisalhante nominal |
| \emptyset | Diâmetro da barra |

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

Pontes, lajes de aproximação, torres eólicas, estruturas *offshore* ou elementos de concreto armado são submetidos a um elevado número de ciclos de carga e o seu desempenho pode ser afetado por efeitos da fadiga. Mesmo assim, os mais avançados códigos de estrutura de concreto não incluem uma verificação completa de segurança de fadiga por cortante.

O *Comité Euro-Internacional du Béton* (CEB) (1988) destaca dezessete casos históricos de colapsos de estruturas onde a fadiga aparece como fator contribuinte ou determinante. O órgão alerta para a gravidade do fenômeno da fadiga e enfatiza a necessidade de promover uma avaliação do dano causado por esse fenômeno, tanto em projetos quanto em operações de inspeção e manutenção de estruturas em serviço. Por fim, o boletim apresenta prescrições para avaliação da vida útil de fadiga e para realização de estimativas acerca dos efeitos de fissuração e deflexão a ela associadas.

Segundo CRUZ *et al.* (2006), os requisitos atuais para estruturas de concreto exigem uma forma cada vez mais precisa para a consideração de uma resposta adequada em relação aos seus elementos ao longo da vida, o que significa levar em conta a deterioração mecânica das estruturas a longo prazo. Em estruturas de concreto armado, as principais fontes de deterioração da estrutura em longo prazo são, principalmente, a passagem do tempo (fenômenos reológicos), a ação de produtos químicos (corrosão da armadura) e à ação de cargas repetidas (fadiga).

Vigas de concreto armado projetadas para resistir a um determinado carregamento estático podem apresentar ruptura sob a ação de carregamento cíclico (ruptura por fadiga), com nível de carga menor. Cargas cíclicas em elementos estruturais decorrem, por exemplo, de veículos (edifícios-garagem, pontes, viadutos e dormentes), de pontes rolantes, de vento e ondas, entre outras.

1.2. Motivação

O efeito do carregamento cíclico em elementos estruturais vem sendo investigado principalmente a partir dos anos 60 do século XX, mas, apesar disso, ainda há aspectos não devidamente esclarecidos.

A literatura científica sobre o assunto, que é muito escassa, principalmente no que concerne à área experimental, mostra que esse tipo de ruptura pode ter lugar em elementos estruturais cuja forma de ruptura sob carga estática é dúctil com a plastificação da armadura longitudinal. RILEM (1984) advertiu para a necessidade de estudar a ruptura por cortante desses elementos submetidos à fadiga por se tratar de um modo de ruptura frágil, sem aviso prévio.

A crescente importância do efeito da fadiga nas estruturas de concreto e o fato de que a consideração até agora tem tido um papel secundário tornam o tema de grande interesse no campo da pesquisa, segundo o qual procura-se responder e tratar de limitações das normas atuais.

1.3. Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa é propor uma equação para o cálculo de deformação de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento de fadiga. O objetivo geral da pesquisa busca integrar diferentes objetivos específicos, listados a seguir:

- realizar uma revisão do estado da arte atual através do desenvolvimento de um banco de dados de ensaios de fadiga existente em vigas de concreto armado, analisando as diferentes formas de ruptura ocorridas e as conclusões de seus autores;
- ampliar o número de ensaios existentes na literatura sobre comportamento do cortante por fadiga de vigas de concreto armado; atualmente, os trabalhos experimentais existentes são poucos; pretende-se estudar o comportamento experimental dessas vigas de concreto, analisando as variáveis (taxa de armadura transversal e relação de tensão) envolvidas no processo de ruptura da viga e da evolução das deformações dos estribos;

- comparar os resultados experimentais com os previstos por modelos e normas internacionais;
- estabelecer conclusões que foram alcançadas na pesquisa, indicando progressos atingidos com destaque para as linhas de pesquisa que permanecem em aberto para trabalhos futuros.

1.4. Contribuição científica

De acordo com os objetivos declarados, a principal contribuição científica deste trabalho está na proposta de uma formulação para cálculo de deformação de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento de fadiga. Em especial, propõe-se aprofundar o conhecimento sobre o comportamento real dos estribos de uma viga de concreto armado sob carregamento de fadiga e obter uma resposta mais ajustada para os valores de deformação. Ao final, embora o trabalho tenha se restringido em delimitar um ajuste nas formulações previamente estabelecida na literatura (FARGHALY *et al.*, 1981 e UEDA, 1982), ressalta-se que a base de dados experimentais especialmente coletada ao longo desta tese, aliada ao conjunto de dados disponíveis por meio de acesso a trabalhos anteriormente publicados, permite, agora e oportunamente, produzir novos avanços na concepção de novas equações para descrição e modelagem aperfeiçoada dos resultados experimentais obtidos.

Cabe destacar que não existe uma análise no que tange ao comportamento à fadiga mais direcionada ao esforço cortante nas normas atuais para estruturas de concreto armado. Dada a crescente importância do efeito da fadiga nas estruturas de concreto, abordar e colocar em discussão a questão levantada nesta tese constitui, por si só, aspecto relevante da contribuição científica proporcionada pela realização da presente pesquisa.

1.5. Estrutura da tese

Nesta seção, apresenta-se a Figura 1.1 que mostra esquematicamente a estrutura da pesquisa, enquanto a Figura 1.2 apresenta o fluxograma metodológico da pesquisa. No item subsequente, apresenta-se a organização do conteúdo detalhando cada um dos capítulos que formam o documento textual desta tese.

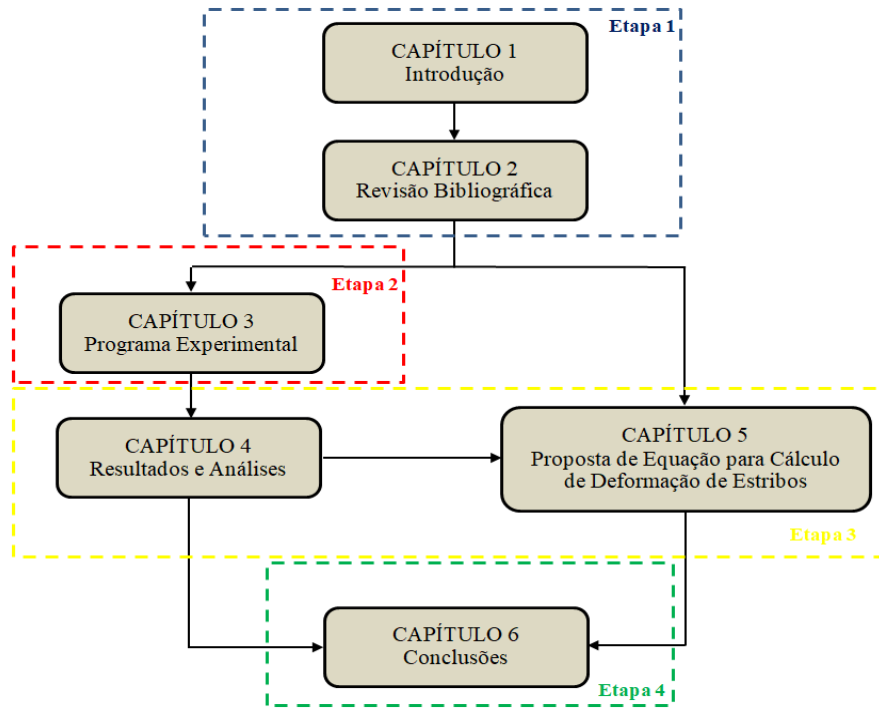


Figura 1.1: Visão Esquemática geral da tese.

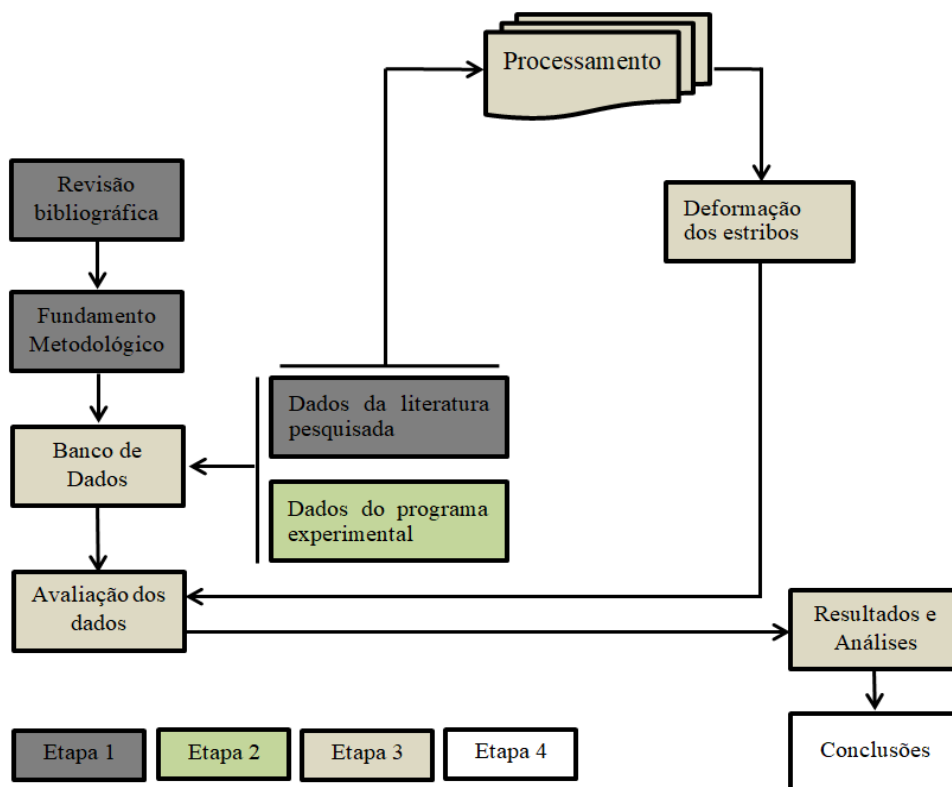


Figura 1.2: Fluxograma metodológico do estudo.

1.6. Organização do texto

No Capítulo 1, constrói-se o contexto em que se insere o presente trabalho, com destaque para o delineamento da motivação que norteou a sua realização e para a afirmação dos correspondentes objetivos geral e específicos a serem atingidos ao longo do percurso da tese, permitindo prover, ao leitor, uma descrição geral dos problemas causados por fadiga em estruturas de concreto.

No Capítulo 2, desenvolve-se uma breve revisão bibliográfica sobre alguns estudos experimentais de fadiga ao cortante em vigas de concreto, com enfoque especial nos estudos que abordaram a deformação de estribos em ensaios de fadiga e notadamente em quais parâmetros foram utilizados e avaliados nos ensaios de fadiga para vigas de concreto.

O programa experimental é exposto no Capítulo 3, onde são detalhados os materiais utilizados na execução, instrumentação das vigas de concreto armado, os procedimentos e parâmetros dos ensaios estáticos e à fadiga e apresentados os instrumentos e equipamentos para realização dos ensaios. Foram confeccionadas 12 vigas de concreto armado com 3,5 m de comprimento e seção transversal retangular 15 x 35 cm. As vigas foram divididas em quatro conjuntos, cujo parâmetro variado na viga foi a sua taxa de armadura transversal.

No Capítulo 4, é feita análise dos resultados do programa experimental desenvolvido, comparando-se os valores das deformações das armaduras longitudinais, dos estribos e do concreto entre as vigas ensaiadas à fadiga e estaticamente. São feitas também comparações das cargas de ruptura, modo de ruptura e o número de ciclos versus deformações dos estribos entre as vigas ensaiadas.

No Capítulo 5, discute-se a proposição de uma formulação para previsão da deformação de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga com base nos ensaios experimentais realizados ao longo do trabalho.

No Capítulo 6, são apresentadas as conclusões e recomendações para futuros trabalhos. Ao final, são listadas as referências bibliográficas que ofereceram suporte para a condução da pesquisa.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Considerações iniciais

Neste capítulo, apresenta-se uma breve revisão bibliográfica sobre fadiga em vigas de concreto armado, com enfoque em estudos experimentais de fadiga ao cortante em vigas de concreto, principalmente nos trabalhos que estudaram a deformação de estribos em ensaios de fadiga e nos parâmetros que foram utilizados e avaliados nos ensaios de fadiga. A presente revisão da literatura tem como finalidade, em especial, permitir a compreensão do embasamento e da concepção lógica proposta para o desenvolvimento desta tese.

2.2. Fadiga

Os primeiros registros sobre o fenômeno da fadiga foram escritos por volta de 1829, pelo engenheiro alemão W. A. J. Albert, que fez alguns testes em correntes de aço usadas em mineradoras. Em 1839, o termo fadiga foi usado pela primeira vez num livro de mecânica escrito por J. V. Poncelet, na França.

Fadiga é o fenômeno de ruptura do material sob um carregamento inferior ao limite nominal de resistência, após ser submetido à ação de ciclos repetidos de tensões.

A fadiga e o impacto são casos específicos de carregamento dinâmico, o qual, segundo a recomendação ACI 215R (1997), é aquele que varia no tempo de maneira arbitrária. A fadiga consiste numa sequência de carregamentos cíclicos que pode causar ruptura do concreto.

A resistência à fadiga de um elemento estrutural pode ser definida como a capacidade de um material suportar carregamentos cíclicos com redução de uma fração da resistência estática por um certo número de ciclos.

NORDBY (1958) cita que os engenheiros pesquisadores estavam diante de um problema embaraçoso: associar o conhecimento obtido no concreto simples e no aço com o comportamento observado nos elementos de concreto armado. A inter-relação entre os materiais era considerada complexa para o carregamento estático e presumia-se que, para o carregamento cíclico, as dificuldades seriam ainda maiores.

Segundo MALLET (1991), no concreto, não existe um limite à fadiga evidente, embora se saiba que um número elevado de ciclos de carregamento com baixos níveis de tensão já possibilita a ocorrência de danos por fadiga.

A seguir, são apresentados parâmetros e definições que influenciam no comportamento à fadiga do concreto armado.

2.3. Parâmetros que influenciam o comportamento de vigas sem armadura transversal

O estudo do comportamento de vigas de concreto armado sem armadura transversal tem sido efetuado, ao longo dos anos, com base em ensaios, utilizando-se, usualmente, vigas simplesmente apoiadas com carregamento simétrico composto por duas forças concentradas, incrementadas até a ruptura.

A opção por esse tipo de modelo experimental deve-se não só à maior facilidade de aplicação desse tipo de carregamento, como também ao fato de permitir a existência de trechos submetidos à flexão pura, região entre as forças concentradas, e à flexão simples nas regiões entre o apoio e a força aplicada.

A Figura 2.1 representa, de maneira esquemática, os parâmetros que, em geral, são considerados como principais contribuintes para a resistência à força cortante de vigas sem armadura transversal.

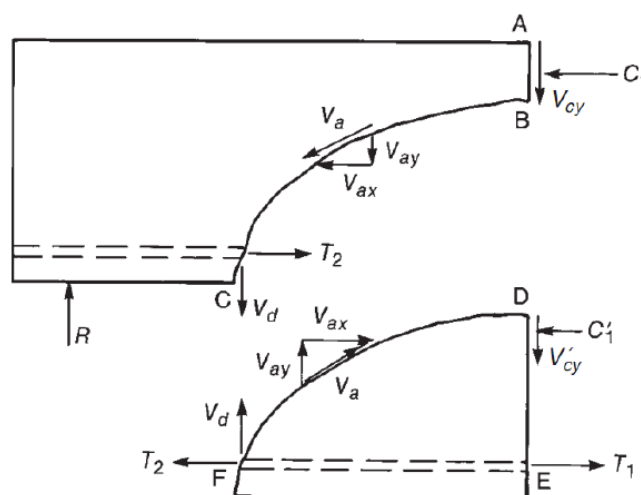


Figura 2.1: Forças internas de uma viga sem armadura transversal depois do surgimento da fissura diagonal crítica (WIGHT e MACGREGOR, 2012).

Segundo WIGHT e MACGREGOR (2012), ao se formar a fissura diagonal crítica, a força cortante passa a ser resistida por parcelas referentes ao concreto não fissurado da região comprimida (V_{cy}), ao engrenamento dos agregados (V_a) na fissura diagonal e à ação de pino da armadura longitudinal de tração (V_d). Com o aumento da abertura de fissura, a parcela V_a diminui, e as outras duas aumentam.

Quando V_d acarreta fendilhamento do concreto ao longo da armadura longitudinal, V_d diminui e V_{cy} aumenta, até que ocorra esgotamento da capacidade resistente da região comprimida. Há que se comentar que pesquisas recentes, a partir de registros fotográficos com câmera de alta velocidade, indicaram que a fissura longitudinal ao longo da armadura longitudinal tracionada e o prolongamento da fissura diagonal crítica na direção da face mais comprimida são fenômenos pós-pico de carga (KHAJA e SHERWOOD, 2013).

Estudos experimentais efetuados por KANI *et al.* (1964), com vigas desse tipo, permitiram concluir que o correspondente comportamento depende essencialmente da relação entre o vão de cisalhamento (a) e a altura útil da viga (d) e da taxa de armadura longitudinal (ρ). Com base nesses ensaios, foi elaborado o gráfico da Figura 2.2, no qual se constata a existência de um determinado intervalo de valores da relação (a/d) em que a capacidade resistente é influenciada pelo cortante dentro de uma zona em que o momento correspondente à ruptura por cortante (M_u) é inferior ao momento fletor resistente (M_f).

O intervalo de valores da relação (a/d), em que o comportamento é influenciado pela presença do cortante, é designado “*vale de ruptura por tração diagonal*”. Para valores de a/d fora dessa faixa, o comportamento é regido pela flexão.

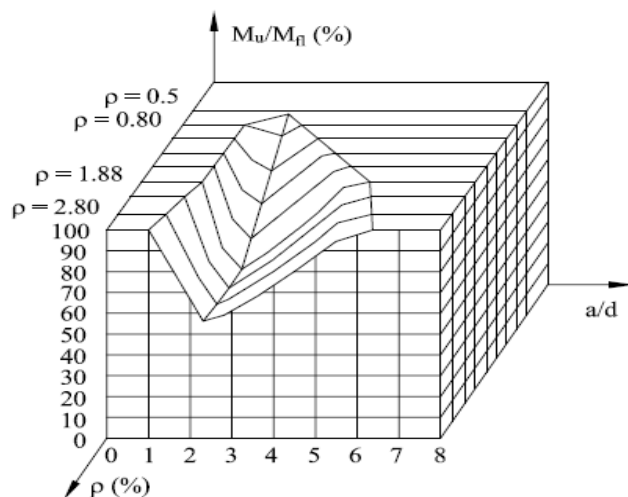


Figura 2.2: Variação de M_u/M_f com a/d para diferentes porcentagens de armadura longitudinal (ρ) (KANI *et al.* (1964)).

2.4. Parâmetros que influenciam o comportamento de vigas com armadura transversal

Além da inclusão de uma nova parcela resistente ao cortante (Figura 2.3), a armadura transversal, por controlar a abertura das fissuras, aumenta a contribuição do engrenamento dos agregados, e, por controlar também as fissuras de fendilhamento que tendem a ocorrer no nível da armadura longitudinal de tração, aumentam a contribuição do efeito de pino dessa armadura.

Ensaio realizado por SHERWOOD (2008) evidenciaram que o engrenamento dos agregados é o principal mecanismo resistente em vigas esbeltas levemente armadas.

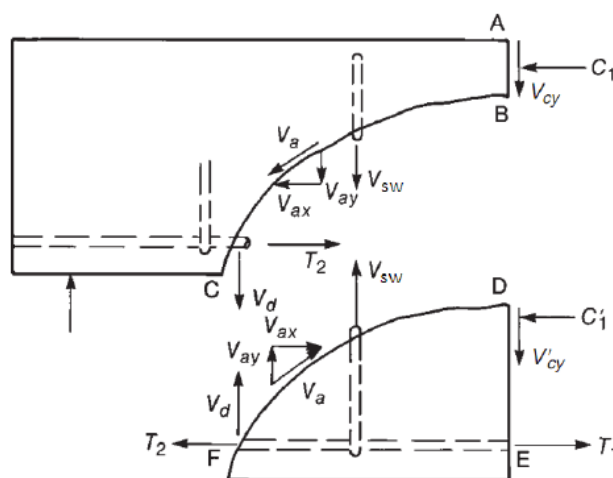


Figura 2.3: Forças internas de uma viga com armadura transversal.

Vários fatores influenciam a resistência de vigas ao cortante, incluindo o tipo da armadura transversal (estribos verticais ou inclinados, barras dobradas ou combinações desses tipos). CASTRO (1997) estudou, também, o caso de vigas com estribos, concluindo que a influência de a/d em τ_{wu}/f_c também é restrita a valores de $a/d < \approx 3$, sendo ela, entretanto, menor que nas vigas sem estribos. Também para as vigas com estribos foi observado um aumento em τ_{wu}/f_c com o aumento de ρ .

Geralmente, com o acréscimo na quantidade de estribos, as vigas apresentam rupturas menos bruscas. Após a fissuração diagonal, a tensão dos estribos aumenta mais rapidamente nas vigas que têm menor quantidade de estribos (QUEIRÓZ, 1999).

Foi observado, no estudo de SARSAM e AL-MUSAWI (1992), que o espaçamento da armadura transversal não tem efeito na resistência ao cortante de vigas com $\rho_{sw}.f_{yw}$ constante, pelo menos dentro da faixa de espaçamento considerada (entre cerca de $d/3$ e $2d/3$).

2.5. Comportamento à fadiga do concreto armado

Segundo SCHLAFLI e BRUHWILER (1998), elementos estruturais projetados para resistir a cargas estáticas podem apresentar ruptura sob a ação de cargas cíclicas (ruptura por fadiga) com nível de carga menor que o referente ao carregamento estático.

Problemas de fadiga podem surgir em estruturas de concreto que são continuamente submetidas a repetitivos carregamentos cíclicos, sendo de grande importância a consideração da fadiga no dimensionamento dessas estruturas. Esse tipo de ruptura é precedido de progressivo aumento de deslocamentos e aberturas de fissuras sob cargas de serviço.

De acordo com CALLISTER (2002), a resistência à fadiga de um elemento estrutural pode ser definida como a capacidade de um material suportar carregamentos cíclicos com redução de uma fração da resistência estática por certo número de ciclos.

Segundo o código CEB 188 (1988), o processo de ruptura de concretos por fadiga é caracterizado por três etapas, que resultam na perda de rigidez gradual da estrutura.

Na primeira etapa, ocorre o início da fissura, quando ocorre alta concentração de tensões em um ponto, formando uma pequena fissura, ou em função de descontinuidades pré-existentes no material previamente ao processo de fadiga. Podem ocorrer ainda os dois itens anteriores simultaneamente.

Na segunda etapa, a propagação da fissura ocorre com um lento e progressivo crescimento de microfissuras até atingir um tamanho crítico, com avanços a cada ciclo de tensões, devido à existência de zonas de concentração de tensões.

A terceira etapa é a ruptura final devido à rápida propagação das fissuras, uma vez que essas fissuras tenham atingido sua abertura crítica.

A ruptura por fadiga ocorre quando a carga aplicada acarreta tensão suficiente para o crescimento e propagação das fissuras ou para que alterações significativas ocorram no material, atingindo um estado de instabilidade e afetando a vida útil da estrutura.

GONÇALVES (2003) explica que, na fadiga, a ruptura pode ocorrer abaixo dos limites de resistência necessários para o caso de carregamento estático, com o fato agravante de que a dimensão e a localização das fissuras formadas sob esse carregamento, geralmente, são difíceis de serem detectadas em inspeções de rotina.

Nas vigas de concreto armado, quando submetidas a carregamento cíclico, pode ocorrer ruptura por fadiga no aço ou no concreto, sendo mais comum o primeiro caso, particularmente se houver corrosão de armaduras. Pode, também, haver ruptura causada pela deterioração da aderência entre concreto e armadura.

Segundo AITCIN (2000), os materiais, quando submetidos a carregamentos cíclicos, de mesma amplitude, apresentam dois tipos de comportamento distintos:

a) não rompem sob efeito desse carregamento se a tensão máxima em cada ciclo não ultrapassar a tensão específica denominada de limite de fadiga;

b) rompem mesmo quando o carregamento de pico em cada ciclo de carga está dentro da faixa de deformação elástica.

O aço apresenta um comportamento do primeiro tipo, enquanto o concreto enquadra-se no segundo grupo. Se os picos de tensão durante cada ciclo forem maiores do que o limite de fadiga, o comportamento do aço assemelha-se ao do concreto.

Ainda, segundo o código CEB 188 (1988), um estudo visando estimar a vida útil à fadiga de elementos estruturais de concreto pode ser feito baseando-se na mecânica da fratura, que considera a propagação da fissura para um dado estágio de carregamento. Porém, tendo em vista a necessidade prática de um método simples de avaliação do fenômeno, vêm sendo utilizados os diagramas de Wöhler, conhecidas como curvas S-N. Na Figura 2.4 e na Figura 2.5, ilustram-se, a título de exemplo, curvas propostas por FIB (2010), que são as mesmas do CEB-FIP MC90 (CEB, 1993). As curvas para as barra de aço dependem do seu diâmetro, de serem retas ou de terem dobras e solda, entre outros aspectos.

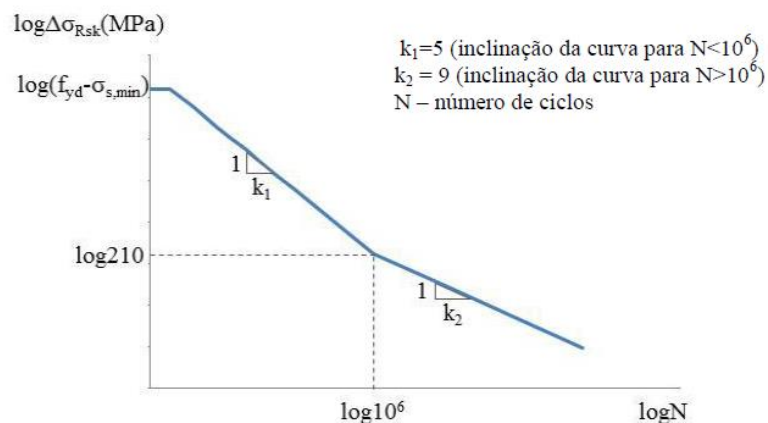


Figura 2.4: Curva S-N para o caso de barras de aço retas com diâmetro menor ou igual a 16 mm imersas no concreto (VAZ, 2013).

CAIXETA (2010) ensaiou à fadiga barras de aço CA-50 de diâmetro de 10 mm e verificou, para essas barras, que a curva que consta na ABNT NBR 6118:2014, equivalente àquela que consta do CEB-FIB MC90, é conservadora, conforme Figura 2.5.

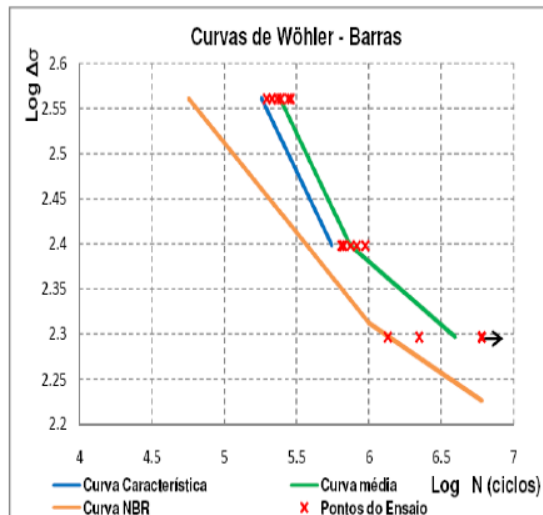


Figura 2.5: Comparação entre a curva S-N experimental e a disponibilizada na ABNT NBR 6118:2007, para as barras com $\phi=10\text{mm}$ (CAIXETA, 2010).

MAGGI (2004) resume o comportamento à fadiga, do aço para concreto armado, da seguinte forma:

- na fadiga, a variação de tensão nas barras de aço é mais importante que a tensão máxima;
- os micros defeitos, as nervuras, as soldas, a corrosão, a curvatura e as emendas reduzem a resistência à fadiga;
- os ensaios de fadiga por tração direta fornecem resultados mais conservativos que os ensaios de flexão.

As propriedades de fadiga do concreto podem ser determinadas a partir de ensaios experimentais em laboratório, em que se obtém graficamente a tensão (σ) ou a deformação específica (ϵ) do material em função do número de ciclos (N) até a ruptura, para cada corpo de prova ensaiado (CERVO, 2004). A Figura 2.6 mostra esse tipo de gráfico.

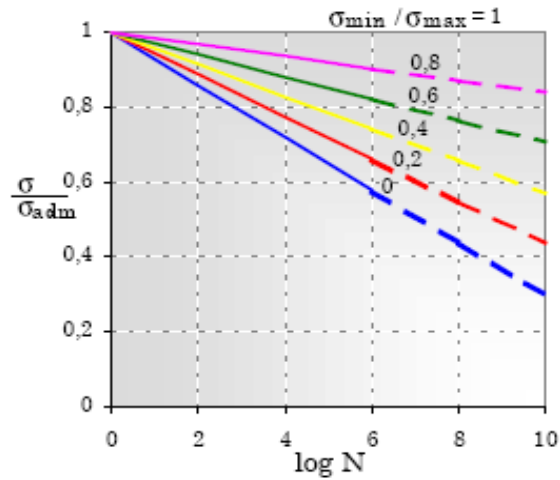


Figura 2.6: Curvas S-N para o concreto simples, adaptado de LARANJEIRAS (1990).

A quantidade de ciclos (N) que um material suporta, quando submetido a um determinado nível de variação de tensão, é um parâmetro importante que define o desempenho à fadiga de um elemento estrutural. A Figura 2.7 ilustra um ensaio à fadiga com tensão máxima e mínima constante.

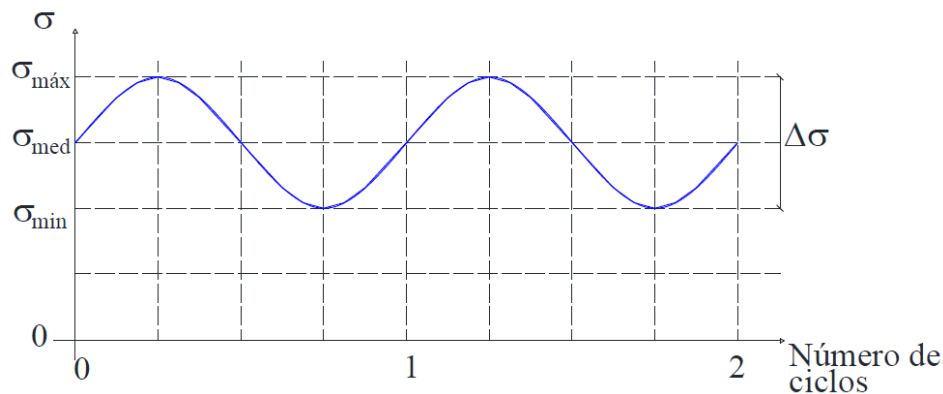


Figura 2.7: Variação de tensões sob carregamento cíclico de amplitude constante (VAZ, 2013).

De acordo com ACI 215 (1997), a menor faixa de variação de tensão verificada em barra de aço reta na região de tração numa viga que a levou à ruptura por fadiga foi de 145 MPa (menor tensão de 121 MPa, diâmetro de 32 mm, tensão de escoamento de 415 MPa, ruptura com 1 250 000 ciclos). Nas barras de aço com nervuras, a fissuração sob carregamento cíclico ocorre na ligação das nervuras com o corpo das barras, onde há concentração de tensões. Dobras, soldas e corrosão também favorecem o aparecimento de fissuras que levam à ruptura de barras de aço por fadiga. Tendo as

nervuras forma e dimensões adequadas, a diferença entre as resistências à fadiga de barras ensaiadas isoladamente e embutidas no concreto deve ser pequena.

Uma dispersão significativa nos resultados é encontrada nos ensaios de fadiga, ou seja, para um determinado nível de variação de tensão pode-se obter diversos valores de N . A dispersão dos resultados pode ser explicada pelo fato de existirem muitas variáveis associadas ao problema da fadiga, tais como: condições de moldagem dos corpos de prova, alinhamento dos corpos de prova no equipamento de teste, tensão média de ruptura, frequência aplicada, defeitos pré-existentes no material, entre outras.

2.6. Relação de tensão

A resistência à fadiga é definida como uma fração da resistência estática que pode ser suportada para um certo número de ciclos. Ela é normalmente apresentada em diagramas que indicam o número de ciclos, ou o logaritmo desse número, em função da relação de tensão, RT , dada por:

$$RT = \sigma / \sigma_{rup} \quad (2.1)$$

onde σ é a tensão solicitante, e σ_{rup} é a tensão de ruptura do material no ensaio estático.

2.7. Frequência de carregamento

Um fator muito importante e que apresenta considerável influência na resistência à fadiga do concreto é a frequência de aplicação das cargas.

De acordo HANSON (1974), FURTAK (1984) e ZHANG *et al.* (1996), quanto mais elevada é a frequência, maior é o número de ciclos de fadiga que o concreto pode suportar. É possível perceber, ainda, que o desempenho do material à fadiga depende da combinação entre a frequência de carregamento e o nível de tensão aplicada e que ambas devem ser consideradas em um mesmo modelo de fadiga.

A norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014) orienta a utilização de uma faixa de frequência entre 3,5 Hz e 8,0 Hz para estruturas submetidas a carregamento dinâmico de acordo com o que é mostrado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Frequência crítica para vibrações verticais para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas.

| Caso | f_{crit} (Hz) |
|--|-----------------|
| Ginásio de esportes e academia de ginástica | 8,0 |
| Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas | 7,0 |
| Passarelas de pedestres ou ciclistas | 4,5 |
| Escritórios | 4,0 |
| Salas de concerto com cadeiras fixas | 3,5 |

Aplicando uma tensão máxima em torno de 83% da resistência estática do concreto e frequências de 1Hz, 5Hz e 10Hz, CERVO (2004) observou, que com uma frequência de 10 Hz, é possível atingir uma resistência à fadiga superior, da ordem de 94% e 96%, àquelas obtidas para frequências de 1 Hz e 5 Hz, respectivamente.

ZHANG *et al.* (1996), CERVO (2004) e SILVA (2006) constataram que uma frequência de aplicação de carga mais elevada possibilita ao concreto suportar um maior número de ciclos.

2.8. Hipótese de Palmgren-Miner

Os ensaios de fadiga em laboratório, em sua maioria, restringem-se à aplicação de forças com amplitude constante, ou seja, diferenças constantes entre os níveis de tensões máxima e mínima, porém, nas estruturas reais, as tensões variam de modo aleatório. (BALBO, 2003).

Para MENEGHETTI (2007), a hipótese de Palmgren-Miner baseia-se em um modelo linear de dano por fadiga, segundo o qual é possível considerar o efeito do histórico de aplicação das ações através do acúmulo de dano que cada intensidade de tensão provoca no material.

A ruptura da estrutura por fadiga é o resultado do acúmulo do dano causado por uma multiplicidade de ciclos de carregamento com diferentes frequências e amplitudes.

O dano não está associado diretamente à perda de rigidez do material, mas sim à diminuição da vida de fadiga. Sabe-se que, apesar do mérito de um tratamento simples para histórias complexas de carregamento, as previsões realizadas com o modelo linear de Palmgren-Miner são frequentemente pessimistas.

Esse modelo assume que a resistência à fadiga não consumida pela repetição de uma dada carga fica disponível para a repetição de outras cargas, podendo ser determinada por:

$$D = \sum \frac{n}{N} \quad (2.2)$$

onde D é uma fração de dano, n é o número de ciclos aplicado num nível determinado de tensão, e N é o número de ciclos que causará a ruptura por fadiga no mesmo nível de tensão.

Admite-se que a ruptura em consequência de vários níveis de carregamento deve ocorrer quando a soma das relações entre o número de ciclos realizados e o número de ciclos correspondentes à ruptura, para cada nível de tensão atuante, é igual à unidade. Este fato pode ser expresso por:

$$D_1 + D_2 + \dots + D_i + \dots + D_n \geq 1 \quad (2.3)$$

o que leva a:

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} + \dots + \frac{n_n}{N_n} \geq 1 \quad (2.4)$$

A relação de ciclos n_i/N_i é também chamada de vida relativa à fadiga. Esse critério de ruptura não pode ser considerado como uma regra matematicamente exata, mas, para amplitudes de tensão não tão diferentes entre si, a aproximação obtida é suficiente para a previsão da vida de fadiga. Por outro lado, eventuais altos picos de

tensão em meio a pequenos ciclos podem provocar considerável variação em relação à unidade (OLIVEIRA, 2000).

2.9. Curvas RT-N

A análise de tensão-deformação através das curvas RT-N, ou curvas de Wöhler, é uma das maneiras mais utilizadas e difundidas nas normas que tratam sobre danos causados por fadiga.

As curvas RT-N são baseadas nas regras de Miner e são construídas a partir de ensaios experimentais. As peças são submetidas a carregamentos de amplitude constante até que ocorra a ruptura e se registre o número de ciclos. Os dados são lançados no gráfico de RT por N, como se pode ver na Figura 2.8.

As curvas RT-N determinam o limite de fadiga do material associado aos diferentes tipos de elementos estruturais. Dessa forma, é possível saber a máxima tensão alternante que a estrutura, ou elemento estrutural, suporta em função do número de ciclos de carga.

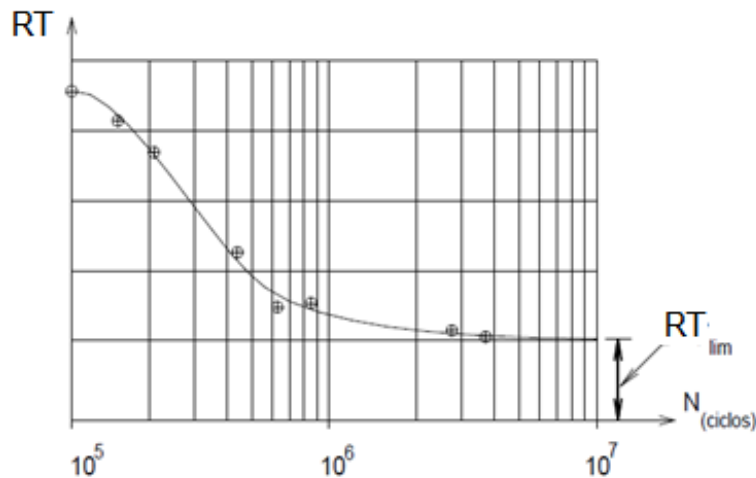


Figura 2.8: Curva de Wöhler (CAVALCANTI, 2011).

OH (1991b) estudou o comportamento à fadiga do concreto mediante o emprego de três diferentes níveis de tensão máxima aplicada, 65%, 75% e 85% da resistência à tração na flexão estática do concreto, e realizou ensaios cíclicos em flexão. Os resultados mostraram que a resistência à fadiga do concreto apresenta comportamentos diferentes para os três diferentes níveis de tensão aplicados, onde o número de ciclos à

fadiga para $RT=0,65$ foi 93% superior do que para $RT=0,75$, enquanto, essa quantidade de ciclos, por sua vez, foi 93% superior do que para $RT=0,85$, sendo RT a relação entre tensão máxima aplicada e a tensão estática, observando-se que, quanto maior RT , menor será a resistência à fadiga do concreto.

2.10. Modelos de fadiga

Diversos autores apresentaram modelos para representação do comportamento do concreto à fadiga. Os modelos, normalmente, são apresentados em função do número de ciclos de carregamento e da relação entre o nível de tensão atuante no elemento estrutural e a resistência à tração na flexão estática do concreto, podendo ser descrito conforme a Equação (2.5), quando os dados da curva $RT-N$ aproximam-se de uma reta na escala log-linear:

$$RT = A - B \log N \quad (2.5)$$

onde N é o número de repetições de cargas à fadiga, RT é a relação entre a tensão máxima aplicada e a resistência à tração na flexão estática, e A e B são constantes experimentais ou semi-empíricas.

Quando os dados da curva $RT-N$ aproximam-se de uma reta na escala log-log, a equação mais usada aos modelos de fadiga na flexão é dada segundo a Equação (2.6), por

$$RT = C.N^D \quad (2.6)$$

onde C e D são constantes experimentais ou semi-empíricas.

BRAGUIM (1995), trabalhando com vigas de concreto armado, realizou um estudo experimental com a finalidade de obter a ordem de grandeza dos acréscimos de flechas nas vigas submetidas à ação de cargas cíclicas em serviço. Observou que a evolução da flecha é da mesma ordem de grandeza da deformação lenta, produzida pelo carregamento permanente, sugerindo a existência de uma “fluência cíclica”; o efeito das ações cíclicas seria, portanto, levado em conta no cálculo da deformação lenta adicionando-se à parcela das ações permanentes uma parcela das ações acidentais. O autor assinala o pequeno número de informações encontradas na literatura referente à

fadiga, como também a pequena quantidade de trabalhos que tratam da evolução da rigidez de elementos estruturais de concreto armado em função do número de ciclos de carga e dos níveis de sollicitação aplicados. BRAGUIM (1995) também cita SPARKS, P. R. and MENZIES, J.B. (1973), que, através de resultados experimentais, fornece uma relação exponencial bastante simples entre o aumento do deslocamento e o número de ciclos de carregamento, baseada na Equação (2.6), como

$$\delta d = A N^b \quad (2.7)$$

onde δd é o aumento de deslocamento em mm, N é o número de ciclos de carga, e os parâmetros A e b são obtidos de dados tirados dos ensaios realizados em vigas.

O CEB publicou, no trabalho CEB-FIP MODEL CODE 1990 (1991), a Equação (2.8), que se refere diretamente ao aumento de deslocamento devido à fluência cíclica que ocorre na peça estrutural, cujo valor deve ser adicionado ao correspondente deslocamento oriundo da fluência convencional.

$$\delta d = \delta_1 [1,5 - 0,5 (e^{-0,03 N^{0,25}})] \quad (2.8)$$

onde δ_n representa o deslocamento da peça no enésimo ciclo, δ_1 corresponde ao deslocamento no 1º ciclo de carga, e N é o número de ciclos de carga aplicado.

A partir de ensaios de fadiga, CHANG E CHAI (1989) utilizaram a Equação (2.9) para expressar exponencialmente as relações entre a vida de fadiga e a resistência de vigas de concreto armado na forma

$$R = K \exp(-C \log N) \quad (2.9)$$

onde os coeficientes K e C são constantes experimentais.

Segundo BALBO (1999), os ensaios com aplicação de cargas a frequências constantes têm sido adotados por muitos pesquisadores, principalmente devido às limitações dos equipamentos em realizar ensaios variando a tensão e a frequência, apesar de não ser o que acontece na prática. Assim, de uma maneira geral, os modelos experimentais são conservadores.

O código CEB-FIP (2010) fornece uma verificação com base nas curvas S-N para vigas de concreto armado sem armadura transversal, sendo proposta a Equação (2.10) que relaciona o número de ciclos de resistência com o valor da tensão de cisalhamento máxima normalizada versus um valor de referência da resistência estática ao cisalhamento.

$$\log N = 10 \left(1 - \frac{V_{max}}{V_{Rd,c}} \right) \quad (2.10)$$

Diferentemente, o EUROCODE-2 (2004) propõe uma metodologia para limitar o cisalhamento máximo aplicado com base em um diagrama de Goodman. A verificação utilizada é obtida a partir da Equação (2.11), onde C e m são duas constantes que tomam os valores de 0,9 e 15, respectivamente, N é o número de ciclos que, neste caso, é considerado igual a 5.000.000, $V_{Ed,max}$ é o valor da tensão de cisalhamento máxima aplicada, $V_{Ed,min}$ é o valor da tensão de cisalhamento mínima aplicada, e $V_{Rd,c}$ é o valor da resistência ao cisalhamento estática, conforme a expressão

$$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd,c}} = C + \frac{\log N}{m} \left(\frac{V_{Ed,min}}{V_{Rd,c}} - C \right) \quad (2.11)$$

Além da Equação (2.11), no EUROCODE-2 (2005), uma verificação adicional da resistência à compressão e fadiga ao cisalhamento do concreto simples é estabelecida através da Equação (2.12). Embora não exista uma descrição mais detalhada da aplicação dessa equação, para o caso de cargas cíclicas de cisalhamento, tem-se.

$$\frac{\sigma_{cd,max}}{f_{cd,fat}} = 1 - \frac{1}{14} \left(\sqrt{1 - \frac{\sigma_{cd,min}}{\sigma_{cd,max}}} \right) \log N \quad (2.12)$$

2.10.1 Formulações para previsão da deformação de estribos sob carregamento de fadiga

A propagação de fissuras devido ao carregamento cíclico leva a deformações nos elementos estruturais maiores que aquelas verificadas sob carregamento estático de curta duração, e a redistribuição de tensões, também, é diferente. Em vista desse aspecto, vigas que, sob carregamento estático, apresentam ruptura por flexão, quando

submetidas a carregamento cíclico, podem apresentar ruptura por cortante ou por perda de aderência entre o concreto e a armadura (CEB, 1988).

HAWKINS (1974) apresentou a Equação (2.13) para calcular a deformação de estribos sob carregamento de fadiga derivada da teoria clássica da analogia de treliça, sem considerar qualquer contribuição do concreto, na forma.

$$\varepsilon_w = \frac{V}{A_w E_w \frac{z}{s}} \quad (2.13)$$

onde:

ε_w – deformação do estribo sob carregamento de fadiga;

V – força cortante aplicada;

A_w – área de aço dos estribos;

E_w – módulo de elasticidade do estribo;

d – altura efetiva;

z – d/1,15;

s – espaçamento dos estribos.

RUHNAU (1974) modificou a Equação (2.13), considerando a deformação residual do estribo sob carregamento de fadiga, e apresentou a Equação (2.14) dada por

$$\varepsilon_w = k_1 + k_2 \frac{V}{A_w E_w \frac{z}{s}} \quad (2.14)$$

onde k_1 é um coeficiente empírico da deformação residual do estribo, e k_2 é um coeficiente empírico variando de 0,45 a 0,60.

HIGAI (1978) apresentou a Equação (2.15) incluindo uma parcela da força cortante inicial no concreto, conforme a expressão

$$\varepsilon_w = \frac{\varepsilon_{wy}}{0,55 V_{co} + A_w E_w \varepsilon_{wy} \frac{z}{s}} V \quad (2.15)$$

onde:

ε_{wy} – limite de deformação do estribo;

V – força cortante aplicada;

V_{co} – força cortante inicial no concreto;
 A_w – área de aço dos estribos;
 E_w – módulo de elasticidade da armadura transversal;
 d – altura efetiva;
 z – $d / 1,15$;
 s – espaçamento dos estribos.

As normas EUROCODE-2 (2005), CEB-FIP (2010) e NBR-6118 (2014) estabelecem que, para a análise da fadiga em vigas para o efeito da força cortante, deve-se multiplicar o fator redutor 0,5 na parcela V_c da resistência do concreto.

Assumindo que o aumento da deformação nos estribos foi causado pela redução da resistência ao cisalhamento do concreto, FARGHALY (1979) apresentou a Equação (2.16) para calcular a deformação de estribos máxima. O autor adotou o índice 0,6, considerando que a resistência à fadiga ao cisalhamento de vigas de concreto armado sem estribos é de 60% da resistência última estática até 10^6 ciclos de carregamento de fadiga segundo a expressão

$$\varepsilon_{wmax} = \frac{V_{max} - 0,6 V_{co}}{A_w E_w \frac{z}{s}} \quad (2.16)$$

onde:

ε_{wmax} – deformação do estribo de V_{max} depois de 10^6 ciclos de carregamento de fadiga;
 V_{max} – força cortante máxima aplicada;
 V_{co} – força cortante inicial no concreto.

Para calcular a deformação de estribos de vigas de concreto armado depois do carregamento repetido, FARGHALY (1979) propõe a Equação (2.17), calculando ε_{wmax} através da Equação (2.16), conforme

$$\varepsilon_w = \frac{V}{V_{max}} \varepsilon_{wmax} \quad (2.17)$$

FARGHALY *et al.* (1981) apresentaram formulações empíricas, Equação (2.18) e Equação (2.19), para calcular a deformação de estribos de vigas de concreto armado

considerando duas situações, a saber: a primeira quando a força cortante máxima for maior ou igual que a resistência cortante do concreto ($V_{max} \geq V_c$), e a segunda quando for menor ($V_{max} < V_c$).

Para $V_{max} \geq V_c$:

$$\varepsilon_w = \frac{\beta_x (V_{max} - V_{co} (1 - k \log N))}{A_w E_w \frac{Z}{S}} \quad (2.18)$$

Para $V_{max} < V_c$:

$$\varepsilon_w = \frac{\beta_x V_{co} k \log N}{A_w E_w \frac{Z}{S}} \quad (2.19)$$

onde:

ε_w – deformação do estribo;

β_x – coeficiente determinado pela posição relativa do estribo em relação ao apoio ou ponto de aplicação da carga;

$\beta_x = x / (1,5 d)$ para $x < 1,5d$;

$\beta_x = 1$ para $x \geq 1,5d$;

x – distância do apoio ou ponto de aplicação da carga;

d – altura efetiva;

V_{max} – força cortante máxima aplicada;

V_{co} – força cortante inicial no concreto;

k – coeficiente constante igual 0,07;

N – número de ciclos de carregamento de fadiga.

UEDA (1982), depois de realizar um programa experimental completo, apresenta uma formulação empírica influenciada nos conceitos de FARGHALY *et al.* (1981) para calcular a deformação de estribos em vigas de concreto armado, consoante a Equação (2.20) dada por

$$\varepsilon_{wmax} = \frac{\beta_x (V_{max} - V_{co} 10^{-0,036 (1-R |R|) \log N})}{A_w E_w \frac{Z}{S}} \quad (2.20)$$

onde:

ε_{wmax} – deformação máxima do estribo;

β_x – coeficiente determinado pela posição relativa do estribo em relação ao apoio ou ponto de aplicação da carga;

$\beta_x = x / (1,5 d)$ para $x < 1,5d$;

$\beta_x = 1$ para $x \geq 1,5d$;

x – distância do apoio ou ponto de aplicação da carga;

d – altura efetiva;

V_{max} – força cortante máxima aplicada;

V_{min} – força cortante mínima aplicada;

V_{co} – força cortante inicial no concreto;

R – relação entre força cortante mínima e máxima aplicada;

N – número de ciclos de carregamento de fadiga.

A ACI 318-05, EUROCODE-2 (2005), CEB-FIP e ABNT NBR 6118 (2014) não apresentam formulação para obter a deformação de armaduras sob carregamento de fadiga.

Na Tabela 2.2, mostram-se as formulações para cálculo da deformação na armadura transversal encontrados na literatura.

Tabela 2.2: Formulações para cálculo da deformação na armadura transversal.

| Norma/Autor | Equação |
|------------------------|---|
| HAWKINS (1974) | $\varepsilon_w = \frac{V}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ |
| RUHNAU (1974) | $\varepsilon_w = k_1 + k_2 \frac{V}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ |
| HIGAI (1978) | $\varepsilon_w = \frac{\varepsilon_{wy}}{0,55 V_{co} + A_w E_w \varepsilon_{wy} \frac{Z}{S}} V$ |
| FARGHALY (1979) | $\varepsilon_{wmax} = \frac{V_{max} - 0,6 V_{co}}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ |

Tabela 2.2: Formulações para cálculo da deformação na armadura transversal.
(continuação)

| Norma/Autor | Equação |
|---|---|
| <p style="text-align: center;">Para $V_{\max} \geq V_c$:</p> <p>FARGHALY <i>et al.</i> (1981)</p> | $\varepsilon_w = \frac{\beta x (V_{\max} - V_{co} (1 - k \log N))}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ <p style="text-align: center;">Para $V_{\max} < V_c$:</p> $\varepsilon_w = \frac{\beta x V_{co} k \log N}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ |
| <p>UEDA (1982)</p> | $\varepsilon_{wmax} = \frac{\beta x (V_{\max} - V_{co} 10^{-0,036 (1-R R) \log N})}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ |

2.11 Estudos sobre fadiga no concreto

São apresentados, neste item, em ordem cronológica, resumos de alguns trabalhos que estudaram o fenômeno da fadiga ao cortante de vigas de concreto, tendo em vista ser o enfoque principal deste trabalho.

2.11.1. CHANG e KESLER (1958)

A primeira grande campanha de ensaios de fadiga realizada em vigas de concreto armado conhecidas por terem falhas de cisalhamento foi realizada por CHANG e KESLER (1958), da Universidade de Illinois.

Nessa campanha experimental, as principais variáveis estudadas foram a resistência à compressão do concreto, a quantidade de armadura longitudinal e o nível de carga aplicada.

O programa experimental dos dois estudos consistiu em um total de 64 ensaios em vigas de concreto armado sem armadura transversal (estribos) de 1,52 m de comprimento e uma seção retangular de 0,10 m de largura e 0,15 m de altura. As vigas

foram testadas apoiadas nas suas extremidades e submetidas a duas cargas concentradas aplicadas a cada uma delas a uma distância dos apoios igual a um terço do seu comprimento conforme Figura 2.9, sendo a relação vão de cisalhamento / altura efetiva (a/d) igual a 3,72.

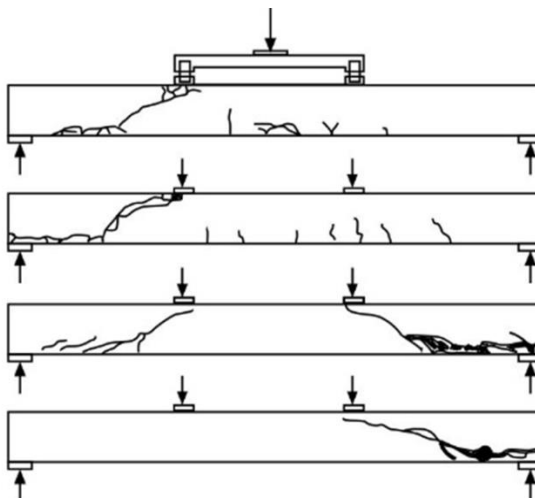


Figura 2.9: Mapas de fissuras dos ensaios de CHANG e KESLER (1958) para vigas com taxa de armadura longitudinal de $\rho = 1,86\%$ e $2,89\%$.

As vigas foram de concreto armado com três taxas de armadura longitudinal ($\rho = 1,02\%$; $1,86\%$ e $2,89\%$) e sem armadura transversal, e resistência à compressão do concreto variando de $f_c = 14,8$ MPa a $46,6$ MPa. CHANG e KESLER (1958) concluíram que os resultados indicaram que a magnitude da carga repetida determina o modo de falha. Resumidamente, uma carga repetida de baixa magnitude, geralmente, resultará em uma falha por flexão, fadiga do aço, enquanto uma carga repetida de alta magnitude resultará em uma falha por cisalhamento.

De acordo com a nomenclatura proposta por esses autores (CHANG e KESLER, 1958), os modos de ruptura que ocorreram nesses testes foram os seguintes:

- ruptura por fissura diagonal – esta forma de ruptura ocorre após o desenvolvimento completo de uma fissura diagonal em um dos intervalos de cisalhamento; essa falha ocorre subitamente quando a fissura diagonal se forma, sem a mobilização de outro mecanismo resistente a partir daquele momento;
- ruptura por compressão de cisalhamento – nos testes em que esse tipo de falha ocorre, a fissura diagonal é formada em uma ou ambas as extensões de cisalhamento; uma vez que essa fissura aparece, sua propagação avança até o

- ponto de aplicação da carga; além dessa propagação ascendente da fissura, algumas fissuras horizontais aparecem ao se dividir ao longo da armadura longitudinal; o colapso ocorre quando a resistência dessa região é insuficiente para suportar as tensões de compressão que agem sobre ela;
- ruptura por fadiga da armadura longitudinal sem formação de fissura diagonal – surge com o desenvolvimento de fissuras de flexão nos primeiros ciclos do processo e produzindo ruptura por fadiga da armadura na área submetida à flexão pura; para que esse tipo de ruptura ocorra, é necessário que o nível de oscilação de tensão na armadura longitudinal seja alto e que, ao mesmo tempo, a carga máxima aplicada seja menor do que aquela que produziria fissuras diagonais por fadiga;
 - ruptura por fadiga da armadura longitudinal na presença de uma fissura diagonal – as vigas apresentam esse tipo de ruptura devido à fadiga da armadura longitudinal após a formação da fissura diagonal em um dos intervalos de cisalhamento.

2.11.2 STELSON e CERNICA (1958)

No trabalho de STELSON e CERNICA (1958), um total de 11 ensaios de fadiga foi realizado em vigas de concreto armado sem armadura transversal e medindo 1,83 m de comprimento e seção retangular de 0,13 m de largura e 0,14 m de altura.

Os valores para carga máxima e mínima de cortante foram constantes e diferentes para cada teste (V_{\min} variando entre 2 e 4 kN, V_{\max} variando entre 8 e 14 kN). As vigas ensaiadas foram apoiadas em suas extremidades e submetidas a duas cargas concentradas aplicadas a cada uma delas a uma distância dos apoios igual a um terço do seu comprimento, sendo a relação a/d igual a 5,65. O concreto utilizado foi convencional ($f_c = 26,57$ MPa). As vigas tinham armadura longitudinal ($\rho = 2,90\%$, $f_y = 492$ MPa, $f_u = 900$ MPa). Na execução e análise do problema estudado em alguns dos ensaios, o valor da carga máxima aplicada, após ter iniciado o teste para tentar forçar a ruptura por cisalhamento, foi aumentado. Paralelamente a esses ensaios, vários ensaios estáticos foram realizados com a mesma configuração, em todos os casos ocorrendo

ruptura por cisalhamento com valor médio da carga última de cisalhamento igual a 19,57 kN.

2.11.3 TAYLOR (1959)

O programa experimental realizado por TAYLOR (1959) foi montado por um total de 14 ensaios de fadiga em vigas de concreto armado sem estribos de 2,29 m de comprimento e seção retangular de 0,19 m de largura e 0,254 m de altura.

As vigas foram ensaiadas com suportes em suas extremidades e submetidas à ação de uma carga concentrada aplicada em seu ponto médio, com relação a/d igual a 4,1 em todos os ensaios. O concreto utilizado foi convencional ($f_c = 29,50$ MPa) com tamanho máximo agregado de 19 mm. Metade das vigas ensaiadas tinha armadura longitudinal com barras corrugadas ($f_y = 296$ MPa), enquanto a outra metade tinha armadura longitudinal com barras lisas com ganchos nas extremidades ($f_y = 455$ MPa). Quatro diferentes quantidades de armadura longitudinal foram utilizadas, $\rho = 1,21\%$, $1,49\%$, $1,83\%$ e $2,33\%$. A carga mínima aplicada foi a mesma em todos os ensaios e igual a 17% da carga última estática e a máxima de 72% da carga última estática.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, os autores apontaram que não houve diferença apreciável na resistência ao cisalhamento sob carga estática e cíclica no caso de barras lisas em vez de barras corrugadas.

2.11.4 VERNA e STELSON (1962)

Nos ensaios realizados por VERNA e STELSON (1962), um total de 60 ensaios de fadiga foi realizado em vigas de concreto armado sem estribos. Todas as vigas estudadas tinham um comprimento de 1,52 m e uma seção retangular de 0,13 m de largura. Três tipos de vigas de concreto com diferentes valores de altura de seção foram testados ($h = 11$ cm, 12 cm e 18 cm). As vigas ensaiadas foram apoiadas em suas extremidades e submetidas a duas cargas concentradas aplicadas a cada uma delas a uma distância dos apoios igual a um terço do comprimento total entre apoios. Dois tipos diferentes de resistência do concreto foram usados ($f_c = 19$ e 32 MPa) com diferentes taxas de armadura longitudinal, variando $\rho = 1,11\%$ até $4,24\%$ ($f_y = 320$ MPa, $f_u = 510$

MPa). O valor da carga máxima aplicada foi constante e diferente para cada ensaio, enquanto que a carga mínima foi sempre igual a 10% da carga estática última.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, os autores distinguiram entre quatro possíveis formas de ruptura: por cisalhamento, por fadiga na flexão com ruptura do concreto à compressão, por falha da aderência entre o concreto e o aço, e fadiga da armadura longitudinal.

Alguns dos ensaios sofreram ruptura por fadiga na flexão como resultado da falha por fadiga na seção comprimida do concreto no terço central da viga submetido à flexão pura. A ruptura como consequência de falha por aderência entre concreto e aço foi caracterizada pela formação de fissuras abaixo da fibra neutra que tendiam a aumentar sua abertura e se propagar horizontalmente seguindo na direção da armadura longitudinal. Outros ensaios mostraram quebras devido à falha da armadura longitudinal por fadiga em uma seção localizada no terço central da viga submetido à flexão pura.

2.11.5 HAWKINS (1974)

HAWKINS (1974) realizou um programa experimental em um total de 30 vigas de concreto armado com ensaios de fadiga e verificação da aderência da armadura longitudinal nervurada e o concreto. Todas as vigas estudadas tinham um comprimento de 1,32 m e uma seção retangular de 17,8 cm x 35,6 cm, conforme Figura 2.10. As vigas ensaiadas foram apoiadas em suas extremidades e submetidas a duas cargas concentradas aplicadas a cada uma delas a uma distância dos apoios igual a um terço do comprimento total entre apoios. A resistência do concreto usado foi de $f_c = 54,8$ MPa. A viga tinha diferentes taxas de armadura longitudinal, $\rho = 1,52\%$ e $2,81\%$, utilizando quatro valores da relação $a/d = 1,15; 2,15; 2,50$ e $2,83$ e duas taxas de armadura transversal, $\rho_w = 0,53\%$ e $0,79\%$. Apresentou a Equação (2.13) na pág. 22 para cálculo da deformação de estribos sob carregamento à fadiga. Na equação, não considerou a contribuição do concreto na capacidade resistente ao cisalhamento.

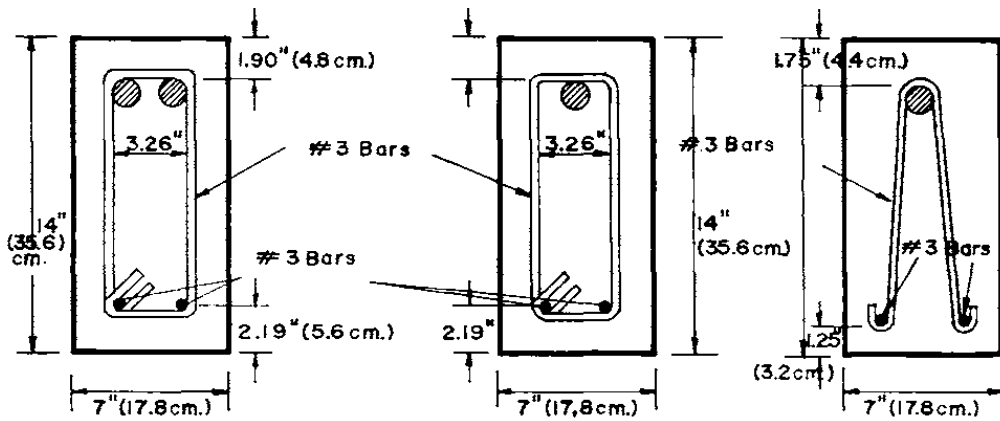


Figura 2.10: Seção transversal utilizada por HAWKINS (1974).

2.11.6 RUHNAU (1974)

RUHNAU (1974) realizou um programa experimental com cinco vigas de concreto armado, fazendo ensaios de fadiga ao cortante. Todas as vigas estudadas tinham um vão livre com comprimento de 4,25 m e três tipos de seção transversal com 40 cm de altura. Os valores de largura de cisalhamento de seção que foram testados são $l = 6$ cm, 12 cm e 20 cm, conforme Figura 2.11. As vigas ensaiadas foram apoiadas em suas extremidades e submetidas a duas cargas concentradas aplicadas a cada uma delas a uma distância de 175 cm dos apoios (Figura 2.12). A resistência do concreto foi de $f_c = 32$ MPa com diferentes taxas de armadura longitudinal, $\rho = 1,86\%$, $2,60\%$ e $3,31\%$ ($f_y = 410$ MPa), e três taxas de armadura transversal, $\rho_w = 0,27\%$, $0,44\%$ e $0,88\%$ ($f_y = 460$ MPa). O autor não faz referência se a armadura é lisa ou nervurada no trabalho. RUHNAU (1974) apresentou a Equação (2.14), de natureza empírica, na pág. 22 para cálculo da deformação de estribos sob carregamento de fadiga.

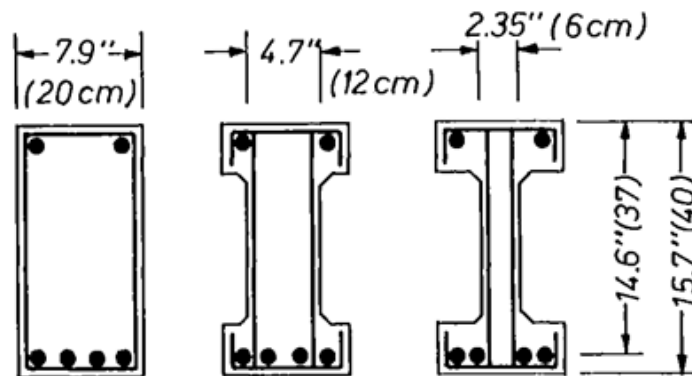


Figura 2.11: Seções transversais utilizadas por RUHNAU (1974).

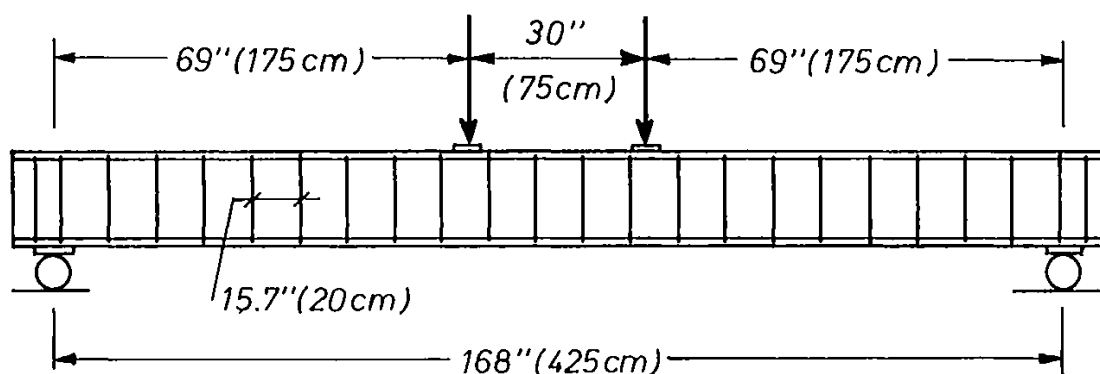


Figura 2.12: Dimensões das vigas (RUHNAU, 1974).

2.11.7 HIGAI (1978)

O trabalho experimental realizado por HIGAI (1978) mostrou-se de grande importância, pois, pela primeira vez, foi estudada a influência da relação a/d no cisalhamento de vigas de concreto armado à fadiga. Tanto a resistência à fadiga quanto o modo de falha apresentado pelas vigas ensaiadas foram estudados independentemente considerando a resistência à fadiga até a formação da fissura diagonal.

Nesse programa experimental, confirmou-se que a relação a/d no cisalhamento é um parâmetro realmente importante tanto para estimar a vida à fadiga quanto o modo de ruptura das vigas de concreto armado. Para estudar a influência desse parâmetro, foi desenvolvido um programa experimental onde foram estudadas vigas com relação a/d no cisalhamento que variaram entre 2,0 e 6,36, conforme mostrado na Figura 2.13. O trabalho consistiu em um total de 18 vigas de concreto armado com armadura longitudinal e transversal ensaiadas à fadiga. O carregamento de fadiga ocorreu até completar dois milhões de ciclos.

De acordo com HIGAI (1978), nas vigas ensaiadas à fadiga com a relação a/d muito elevada ou muito baixa, o comportamento da ruptura foi semelhante ao que se obteve nos ensaios com carga estática, exceto para aqueles casos em que a ruptura ocorreu pela armadura. HIGAI (1978) apresentou a Equação (2.15) na pág. 22 para cálculo da deformação de estribos sob carregamento à fadiga.

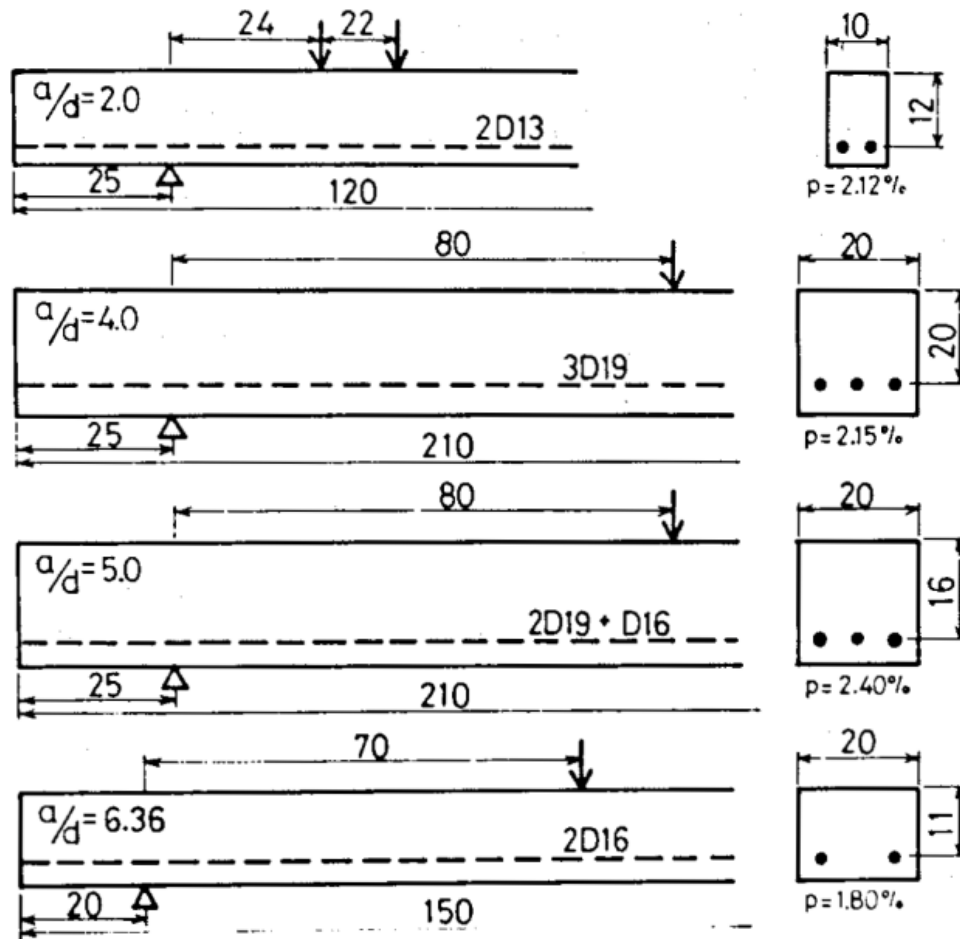


Figura 2.13: Posições das cargas nas vigas e seções transversais, dimensões em cm (HIGAI, 1978).

2.11.8 FARGHALY (1979)

FARGHALY (1979) analisou o comportamento de vigas de concreto armado e dividiu o programa experimental em três grupos de vigas com ancoragens diferentes para cada grupo de vigas. Esse programa experimental teve 17 vigas de concreto armado ensaiadas com armadura longitudinal e transversal, seção retangular de 0,30 m de largura, 0,25 m de altura e 2,10 m de comprimento, conforme Figura 2.14. As vigas foram ensaiadas apoiadas em suas extremidades e com relação $a/d = 2,5$ e carregamento máximo e mínimo com amplitude constante. A resistência do concreto utilizado variou de $f_c = 18,6$ a $35,2$ MPa, com taxas de armadura longitudinal, $\rho = 3,07\%$ para vigas Tipo I, e $\rho = 1,73\%$ para vigas Tipo II e III. O valor de cisalhamento mínimo foi constante para todas as vigas e com valor de $V_{\min} = 19,6$ kN, e o valor de cisalhamento máximo foi diferente de acordo com a viga. A Tabela 2.3 apresenta as características das vigas dos ensaios à fadiga.

Tabela 2.3: Características das vigas ensaiadas à fadiga (FARGHALY, 1979).

| Grupo | Viga | f_c (MPa) | Armadura longitudinal | | | | Armadura transversal | | | |
|-------|--------|----------------|-----------------------|-----------------------------|----------------|---------------|-----------------------|--------------------------------|-------------------|-----------------|
| | | | \varnothing (mm) | A_s (mm ²) | f_s (MPa) | ρ (%) | \varnothing (mm) | A_{sw} (mm ²) | f_{sw} (MPa) | ρ_w (%) |
| I | 25F1-3 | 18,6 | | | | | | | | |
| | 25F4-6 | 35,2 | 25 | 2027 | 373 | 0,07 | 13 | 253 | 324 | 0,73 |
| II | 19F1-3 | 18,6 | | | | | | | | |
| | 19F4-6 | 35,2 | 19 | 1146 | 377 | 0,73 | 10 | 143 | 143 | 0,26 |
| III | 195-11 | 30,5 | | | | | | | | |

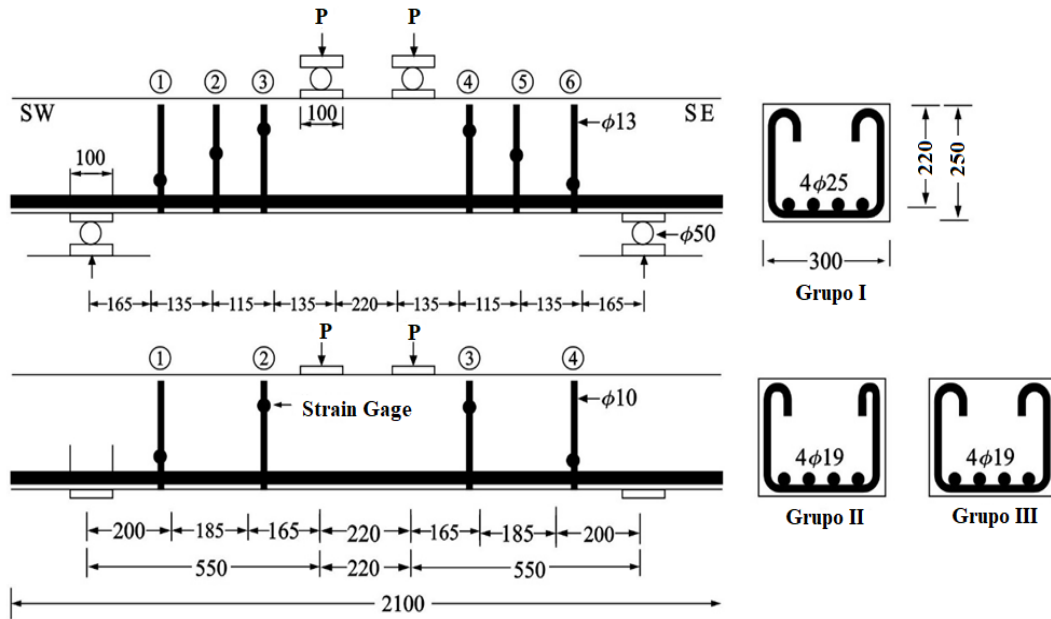


Figura 2.14: Configuração das vigas ensaiadas à fadiga, dimensões em mm (FARGHALY, 1979).

FARGHALY (1979) analisou o comportamento à fadiga de vigas de concreto armado. Adicionalmente, acompanhou a evolução das fissuras inclinadas na região do cortante e as deformações dos estribos. Para mostrar essa evolução, o autor apresentou, no seu estudo, os gráficos de ciclos de carregamento em Log N versus deformação dos estribos das vigas 25F4, 25F5 e 25F6. O carregamento repetido foi realizado até

completar dois milhões de ciclos, e depois a viga foi rompida estaticamente. A Figura 2.15, a Figura 2.16 e a Figura 2.17 ilustram a evolução das deformações dos estribos. Cada curva recebeu o número correspondente ao estribo, conforme indicado na Figura 2.14.

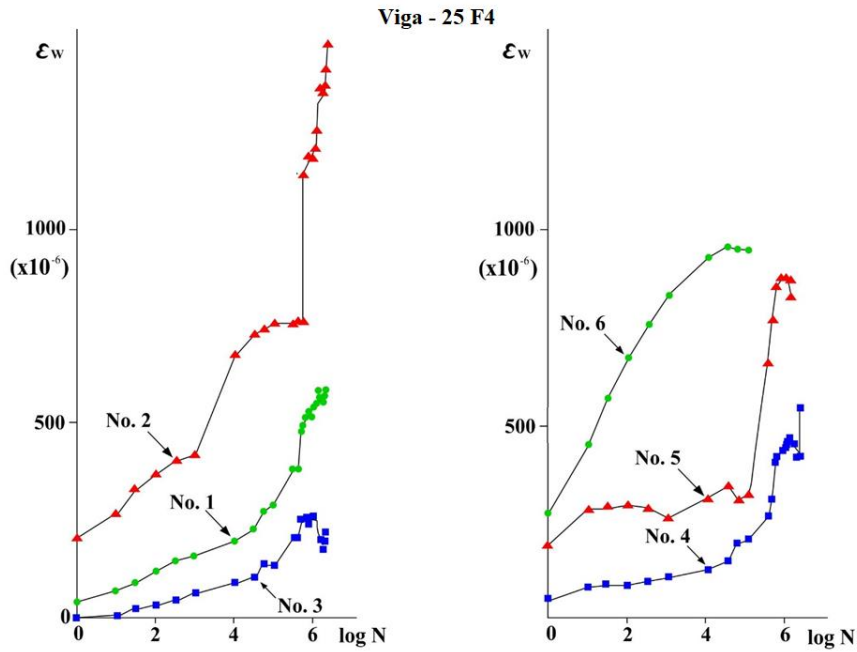


Figura 2.15: Deformação dos estribos x Log N da viga 25F4 (FARGHALY, 1979).

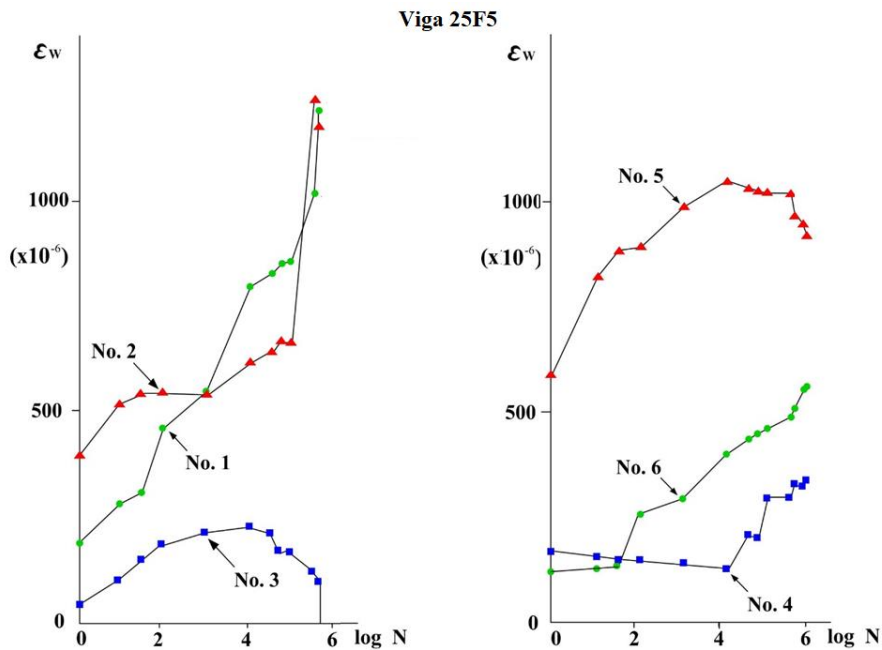


Figura 2.16: Deformação dos estribos x Log N da viga 25F5 (FARGHALY, 1979).

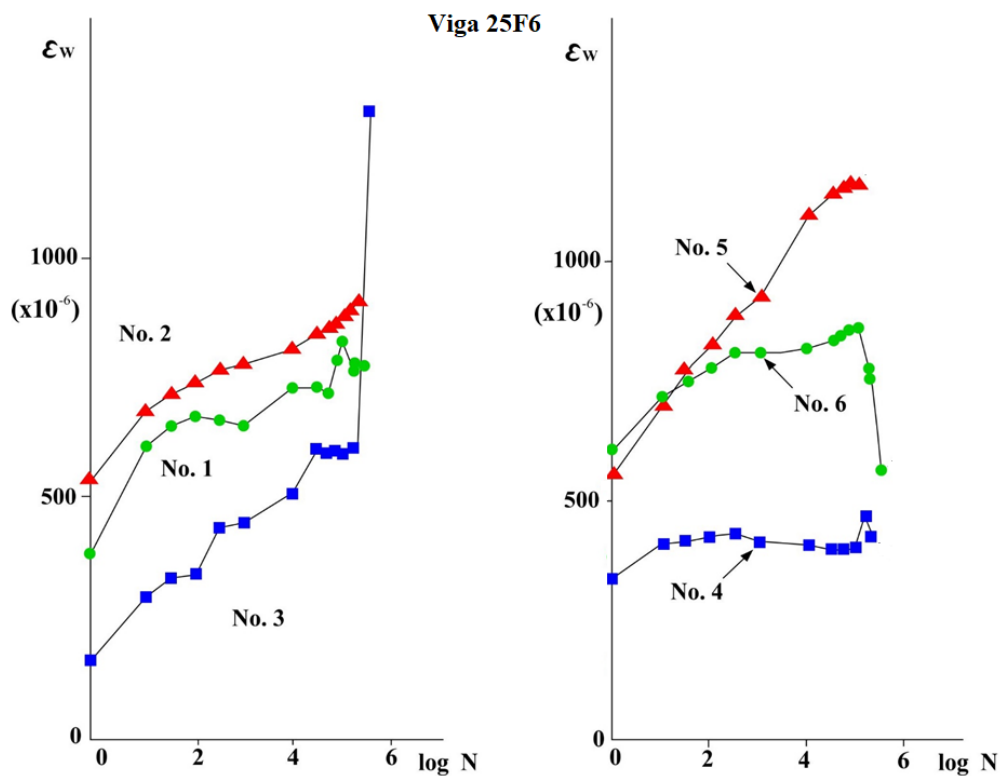


Figura 2.17: Deformação dos estribos x Log N da viga 25F6 (FARGHALY, 1979).

A maior deformação ocorrida na viga 25F4 foi 1,48‰ no estribo N°. 2 com Log N maior que 6. Na viga 25F5, a maior deformação foi de 1,24‰ no estribo N°. 1, valor muito próximo do estribo N°. 2, com valor igual a 1,21‰, enquanto na viga 25F6, a maior deformação ocorreu no estribo N°. 3, com valor igual a 1,48‰.

FARGHALY (1979) cita que, como a ruptura dos estribos devido ao carregamento sob fadiga tem grande influência no comportamento de uma viga, é necessário conduzir uma análise do estado limite último de fadiga em projetos de vigas sujeitas a carregamento cíclico para carga cisalhante. Observou, também, que essa constatação é claramente indicada pelos resultados onde a ruptura por fadiga dos estribos foi encontrada em todas as vigas ensaiadas com capacidades de cisalhamento maiores que as capacidades à flexão calculadas sob carregamento estático.

O autor concluiu que:

- sob o efeito do carregamento repetido, as fissuras inclinadas formadas no primeiro ciclo aumentaram gradualmente em largura e se estenderam para cima ou para baixo; por outro lado, novas fissuras diagonais raramente eram

formadas em vãos de cisalhamento onde as principais fissuras diagonais já haviam sido formadas; com o aumento das fissuras inclinadas nas larguras e / ou comprimentos, as tensões dos estribos cortados pelas fissuras aumentaram; a taxa de aumento, no entanto, nem sempre foi a mesma entre os estribos, e as deformações de alguns estribos permaneceriam quase constantes se a fissura inclinada não encontrasse com outra fissura;

- ocorre uma redistribuição de tensões entre os estribos, e as deformações totais ou deformação média em uma viga continuam a aumentar a uma taxa quase constante contra os logaritmos dos ciclos de carga, embora estribos individuais mostrassem grandes desvios;
- FARGHALY (1979) apresentou a Equação (2.17) na pág. 23 para cálculo da deformação de estribos sob carregamento à fadiga.

FARGHALY *et al.* (1981) publica um artigo no *Japan Society of Civil Engineers* utilizando os dados da pesquisa de FARGHALY (1979). Nessa nova análise, não considera a resistência do concreto ao cisalhamento constante, definindo a parcela V_c com decréscimo proporcional ao Log N, apresentando a Equação (2.18), conforme disposto na pág. 24 desta tese.

2.11.9 UEDA (1982)

UEDA (1982) realizou ensaios de fadiga em onze vigas de concreto armado com seção transversal em forma de T com estribos e dezesseis vigas de concreto armado com seção transversal retangular sem estribos. O programa experimental foi elaborado buscando obter formulações para calcular a deformação dos estribos. Para essa meta UEDA (1982) fez ensaios com carregamento variável, sendo que as cargas máxima e mínima são constantes.

As vigas com estribos tinham seção transversal em forma de T com vão livre de 2,81 m, 0,20 m de largura de cortante e 0,50 m de altura. As vigas foram ensaiadas apoiadas em suas extremidades e submetidas à flexão em quatro pontos, conforme Figura 2.18. As vigas foram ensaiadas com a relação $a/d = 2,0$ e $4,0$, resistência média do concreto de $f_{cm} = 26,53$ MPa e taxa de armadura longitudinal $\rho = 1,40\%$. Na Tabela 2.4, seguem as características das vigas.

Tabela 2.4: Características das vigas T ensaiadas por UEDA (1982).

| f_{cm} (MPa) | Armadura longitudinal | | | | Armadura transversal | | | |
|-------------------|-----------------------|-----------------------------|----------------|---------------|-----------------------|--------------------------------|-------------------|-----------------|
| | \varnothing (mm) | A_s (mm ²) | f_s (MPa) | ρ (%) | \varnothing (mm) | A_{sw} (mm ²) | f_{sw} (MPa) | ρ_w (%) |
| 26,53 | 25 | 3040 | 342,2 | 0,40 | 10 | 142,7 | 383,2 | 0,48 |

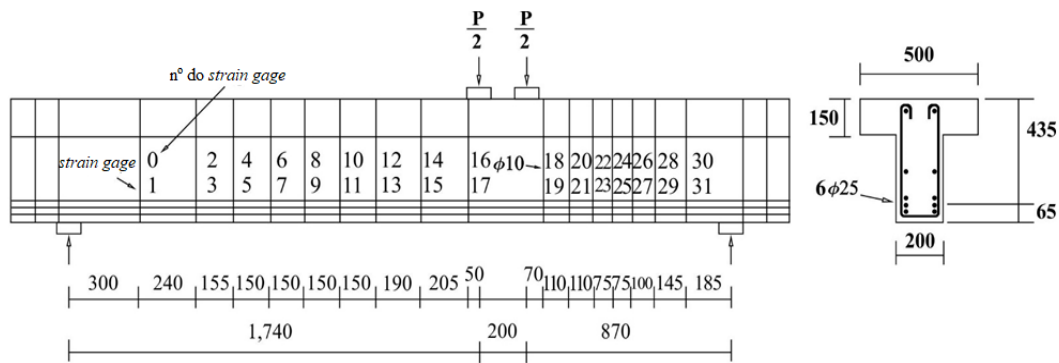


Figura 2.18: Configuração das vigas ensaiadas à fadiga, dimensões em mm (UEDA, 1982).

As vigas de concreto armado sem estribos foram estudadas por UEDA (1982) somente visando analisar a resistência à fadiga dessas vigas. Não houve análise sobre a deformação da armadura longitudinal. As vigas foram divididas em dois grupos. As vigas do grupo I tinham comprimento de 3,9 m, 0,2 m de largura e 0,5 de altura; as vigas do grupo II tinham comprimento de 2,4 m, 0,4 m de largura e 0,25 de altura. A Figura 2.19 ilustra as dimensões dessas vigas. As vigas foram ensaiadas com a relação $a/d = 3,5$, resistência média do concreto $f_{cm} = 39,78$ MPa e taxa de armadura longitudinal de $\rho = 0,68\%$ e $1,67\%$.

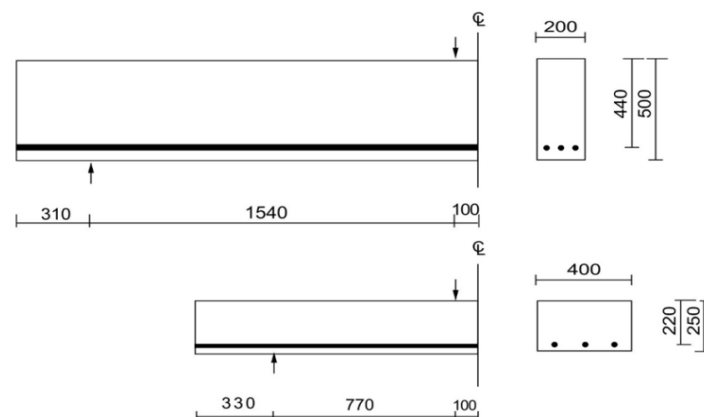


Figura 2.19: Configuração das vigas sem estribos, dimensões em mm (UEDA, 1982).

UEDA (1982) concluiu que, das 16 vigas de concreto armado sem estribos ensaiadas à fadiga, 12 delas apresentaram ruptura por cisalhamento e duas apresentaram ruptura por fadiga da armadura longitudinal. As duas vigas remanescentes foram testadas sob carga estática após serem superado, em ambos os casos, os quatro milhões de ciclos sem ruptura.

Nos ensaios das vigas em T, vigas de concreto armado com estribos, nove das onze romperam por cisalhamento sob carga de fadiga cuja força máxima de cisalhamento foi de cerca de 60% da resistência estática. Em todos os casos, a ruptura de cisalhamento ocorreu devido à fratura de várias pernas dos estribos, e a maior parte da ruptura por fadiga ocorreu ao longo da principal fissura diagonal nos ensaios. Na Figura 2.21, pode-se verificar a ruptura da viga FL10 com a ruptura do estribo. A Tabela 2.5 mostra alguns resultados das vigas T após ensaiadas à fadiga.

Tabela 2.5: Resultados após ensaios à fadiga das vigas T (UEDA,1982).

| Vigas | RT | 1ª ruptura do estribo (x10 ³) | Nu (x10 ³) |
|-------|------|--|---------------------------|
| FS1 | – | – | Estático |
| FL2 | 0,62 | 339 | 2247 |
| FS3 | 0,62 | 320 | 2350 |
| FL4 | 0,62 | 320 | 3470 |
| FS5 | 0,62 | 100 | 419 |
| FL6 | 0,62 | 320 | 603 |
| FS7 | 0,62 | 100 | 219 |
| FL8 | 0,62 | 100 | 362,3 |
| FS9 | 0,61 | – | 3610 |
| FL10 | 0,61 | 101 | 456 |
| FS11 | 0,62 | – | 615 |

O autor citou que ocorreu uma grande dispersão nos resultados no ensaio de fadiga. A Figura 2.20 mostra a fissura diagonal das vigas de concreto sem estribos nos ensaios das 3a e 3b feitos com uma configuração similar, sendo a única diferença no nível de carga aplicada em cada caso. A viga 3a, mostrada na Figura 2.20 (a), foi

considerada como rompida após resistir a mais de dez milhões de ciclos com uma carga aplicada máxima igual a 61% do valor último do cortante estático, enquanto a viga 3b, mostrada na Figura 2.20 (b), submetida a uma carga máxima igual a 72% do mesmo valor de referência, suportaria apenas 700 ciclos até a falha ocorrer.

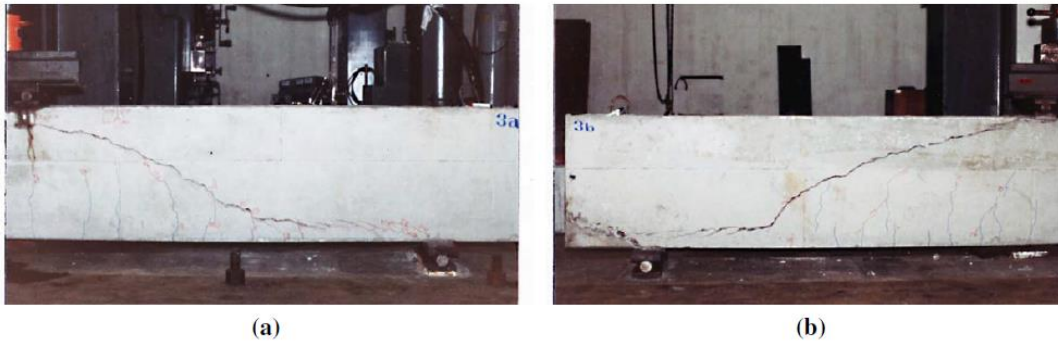


Figura 2.20: Ensaio de UEDA (1982): (a) Viga 3a $N_u = 10320000$; (b) Viga 3b $N_u = 700$.

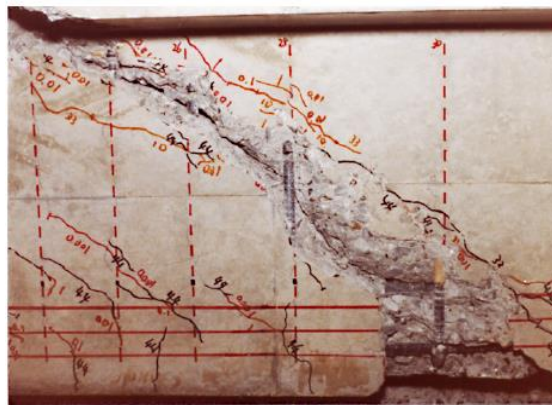


Figura 2.21: Ruptura ao cortante sob carregamento à fadiga, viga FL10 (UEDA,1982).

A seguir, seguem alguns gráficos das vigas ensaiadas à fadiga por UEDA (1982) e dispostos graficamente por ciclos de carregamento em Log N versus deformação dos estribos das vigas. A Figura 2.22 ilustra a deformação dos estribos versus Log N das vigas FS3, FL4, FS5 e FL6. A viga FL4 apresentou uma deformação no estribo com valor superior 1,5%. Na Figura 2.23, também ilustra a deformação dos estribos, sendo que, entre as vigas FS7 FL8 e FS11, a maior deformação apresentada foi identificada na viga FL8, com deformação menor que 1,5%.

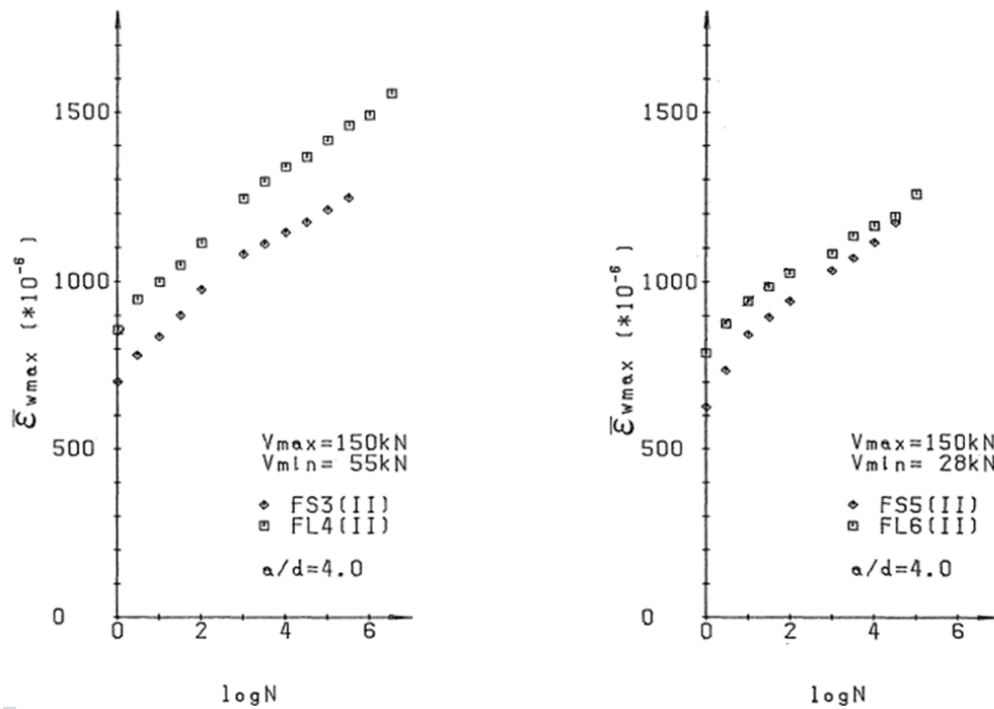


Figura 2.22: Deformação dos estribos das vigas FS3, FL4, FS5 e FL6 (UEDA, 1982).

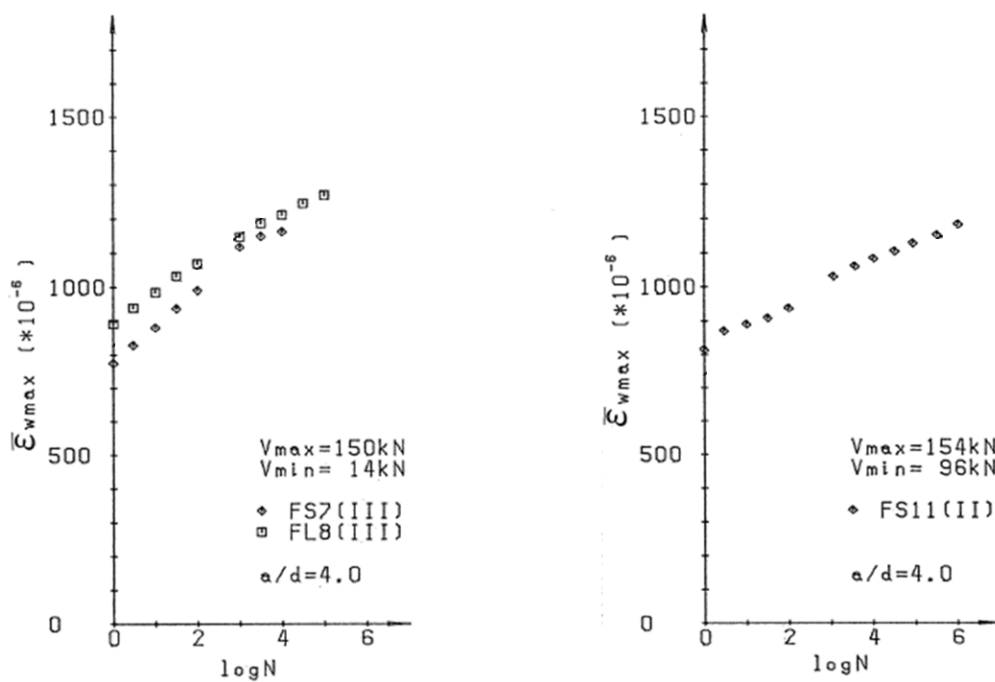


Figura 2.23: Deformação dos estribos das vigas FS7, FL8 e FS11 (UEDA, 1982).

Na Figura 2.24, o gráfico mostra a deformação das vigas FS7 e FL8, porém apresenta-se uma deformação nos estribos com valores bem menores em virtude do valor V_{max} aplicado ter sido menor que a resistência do concreto ao cortante,

demonstrando que o concreto absorve esse carregamento, e, ao longo dos ciclos, essa resistência vai diminuindo.

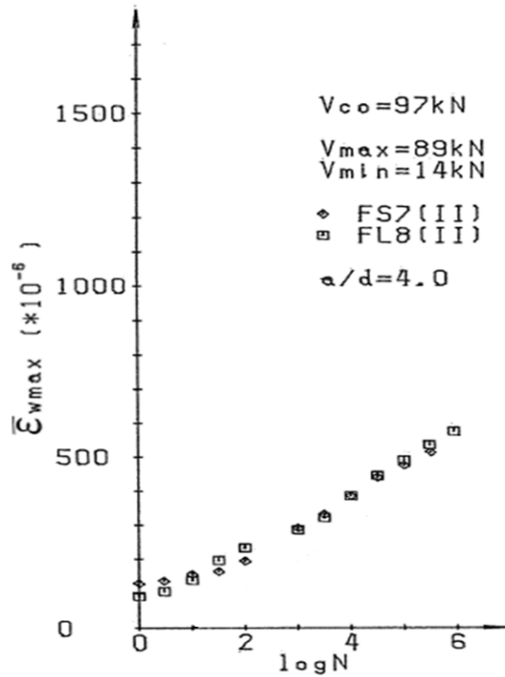


Figura 2.24: Deformação dos estribos das vigas FS7 e FL8 com carga no cortante máxima, V_{\max} , menor que a resistência do concreto ao cortante (UEDA, 1982).

A Figura 2.25 ilustra a deformação das vigas FS9 e FL10 com valores de V_{\max} e V_{\min} próximos e mostrando pouca diferença em relação à deformação dos estribos.

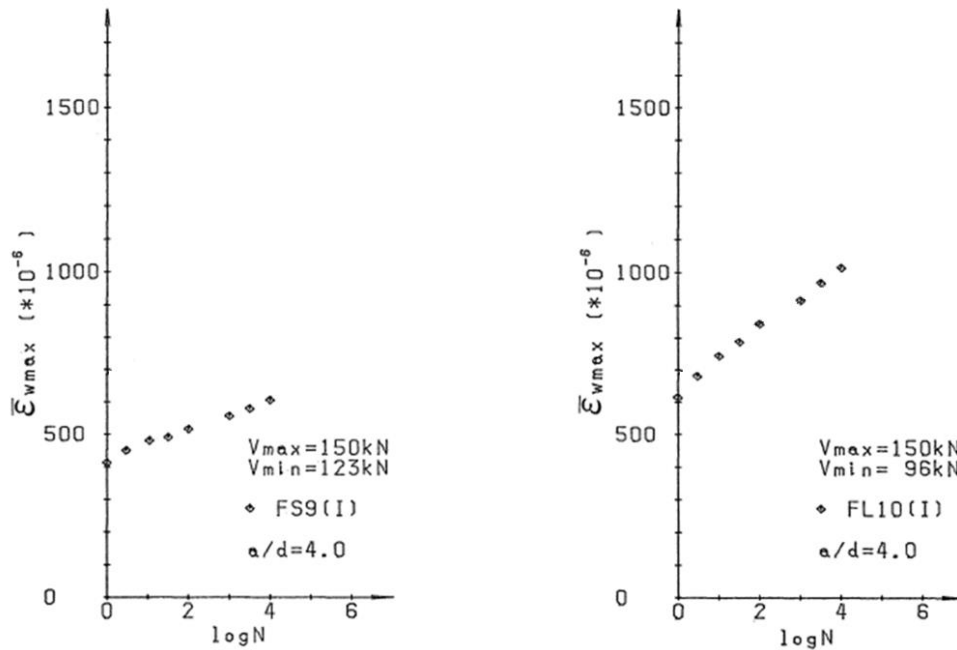


Figura 2.25: Deformação das vigas FS9 e FL10 com valores de V_{\max} e V_{\min} próximos (UEDA, 1982).

A Figura 2.26 apresenta a deformação das vigas FS7 e FL8 com três valores diferentes de V_{max} no mesmo ensaio e mantendo o V_{min} . O aumento da V_{max} no ensaio demonstrou a influência que o carregamento tem na deformação dos estribos.

UEDA (1982) apresentou a Equação (2.20) na página 24 para cálculo da deformação de estribos sob carregamento de fadiga considerando a variação correspondente à posição do ponto de aplicação da carga e à contribuição do concreto que diminui com o aumento dos ciclos de maneira proporcional a $\log N$.

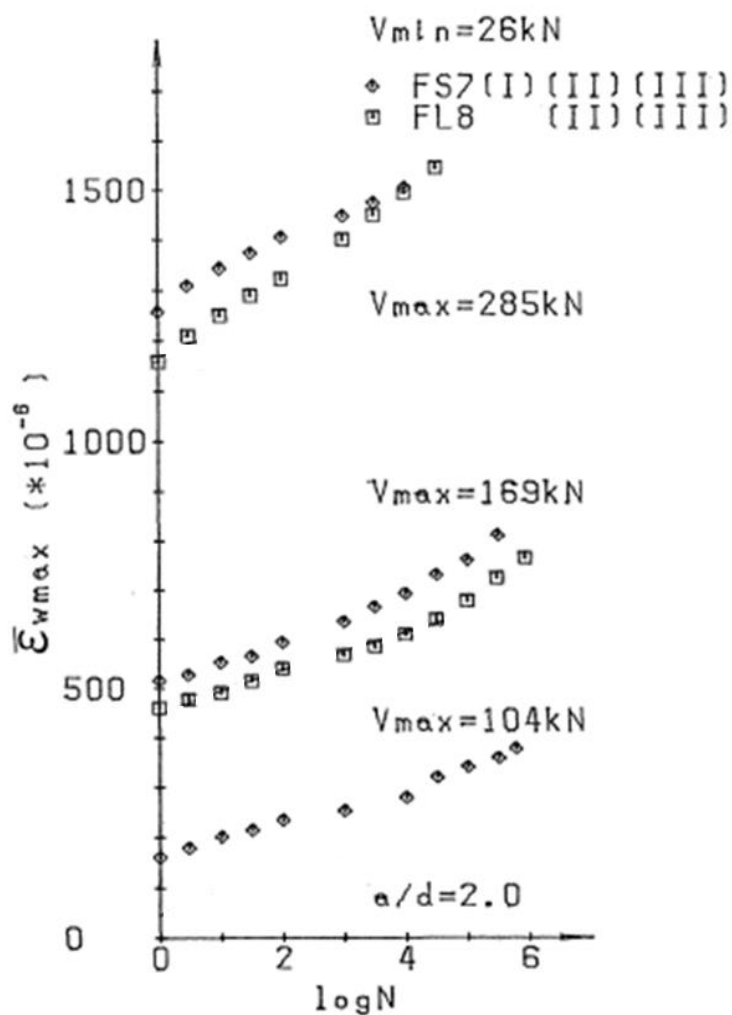


Figura 2.26: Deformação das vigas FS7 e FL8 com três valores diferentes de V_{max} no mesmo ensaio (UEDA, 1982).

2.11.10 CHANG e CHAI (1989)

CHANG e CHAI (1989) elaborou um estudo para analisar o comportamento de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga. Por meio de programa experimental, analisou a evolução das fissuras no cortante, o relacionamento das deformações nas armaduras longitudinais e transversais com os ciclos de fadiga e o modo de ruptura das vigas. Ao final, apresentou uma formulação para cálculo da resistência à fadiga de vigas de concreto armado. Os autores dividiram o programa experimental em quatro grupos de vigas com espaçamento de estribos diferentes para cada grupo de vigas. Esse programa experimental teve 11 vigas de concreto armado ensaiadas com armadura longitudinal e transversal, seção retangular de 0,24 m de largura, 0,30 m de altura e 1,90 m de comprimento, conforme Figura 2.27. As vigas foram ensaiadas apoiadas em suas extremidades e com relação $a/d = 2,5$ e carregamento mínimo constante igual a 39,2 kN. Após 1,3 milhões de ciclos, as vigas que não romperam à fadiga foram rompidas estaticamente. A resistência do concreto utilizado foi de $f_c = 22,1$ MPa, com taxa de armadura longitudinal $\rho = 1,49$ % e taxa de armadura transversal $\rho_w = 0,30$ % para vigas do grupo Tipo I, III e IV, e $\rho_w = 0,20$ % para vigas Tipo II. A Tabela 2.6 apresenta as características das vigas dos ensaios à fadiga.

Tabela 2.6: Características das vigas ensaiadas à fadiga por CHANG e CHAI (1989).

| f_{cm} (MPa) | Armadura longitudinal | | | | Armadura transversal | | | |
|-------------------|-----------------------|-----------------------------|----------------|---------------|----------------------|--------------------------------|-------------------|-----------------|
| | \emptyset (mm) | A_s (mm ²) | f_s (MPa) | ρ (%) | \emptyset (mm) | A_{sw} (mm ²) | f_{sw} (MPa) | ρ_w (%) |
| 22,1 | 19 | 2865 | 349,1 | 1,49 | 10 | 142,7 | 272,3 | 0,20 |
| | | | | | | | | 0,30 |

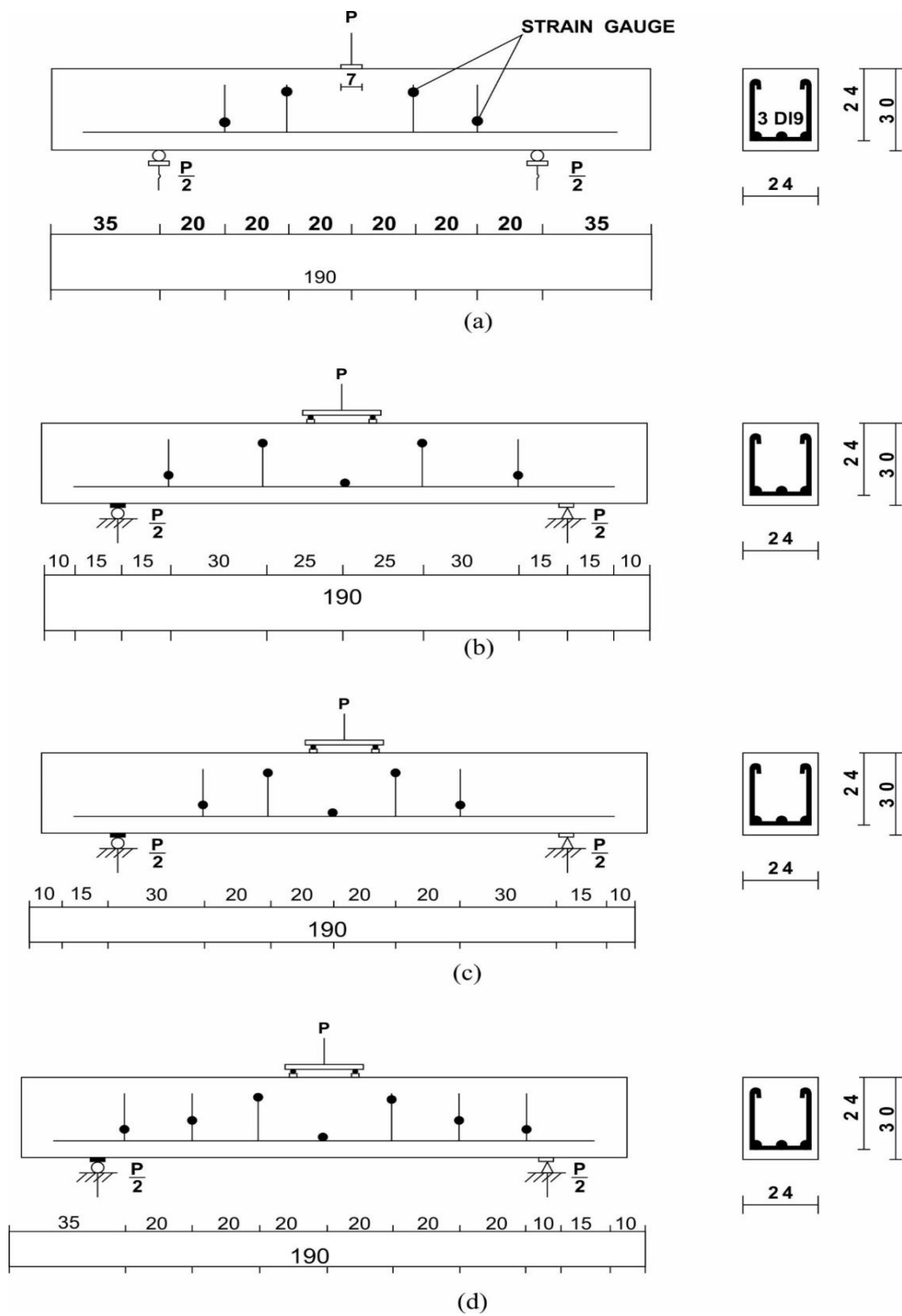


Figura 2.27: Dimensões das vigas ensaiadas à fadiga e posicionamento dos *strain gages* nas armaduras (CHANG e CHAI, 1989).

CHANG e CHAI (1989) citaram que, com o aumento dos ciclos de carga repetidas, as fissuras aumentavam e se prolongavam no vão de cisalhamento, e as deformações também aumentavam, porém existia uma tendência ao decréscimo temporário das deformações quando da formação das fissuras diagonais.

As vigas ensaiadas à fadiga apresentaram dois modos de ruptura basicamente, conforme Tabela 2.7.

A nomenclatura das vigas de CHANG e CHAI (1989) segue a seguinte regra. Por exemplo, viga 4F1-2: 4 é o número de estribos da viga, F é teste à fadiga, 1 indica o grupo Tipo I, e 2 é o número da viga, 2ª viga ensaiada desse grupo. As vigas 4F1-2, 4F3-1, 4F3-2 apresentaram ruptura à fadiga pela barra longitudinal, enquanto as outras, rupturas à fadiga ao cortante, sendo que as vigas 4F1-1, 4F2-1, 6F4-1 e 6F4-2 suportaram mais de 1,3 milhões de ciclos e foram rompidas estaticamente.

A evolução das deformações das armaduras longitudinais e transversais versus Log N é mostrada nas Figura 2.29 a Figura 2.36. A numeração existente nas curvas representa a armadura na viga, conforme Figura 2.28.

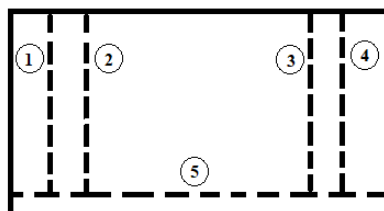


Figura 2.28: Numeração das armaduras nas vigas, nº 1, 2, 3 e 4 (estribos), nº 5 (longitudinal).

Digitalizando e vetorizando os gráficos de CHANG e CHAI (1989), foi possível estimar os valores das deformações apresentados a seguir.

A Figura 2.29 e a Figura 2.30 apresentam o gráfico da deformação dos estribos x Log N das vigas 4F1-3 e 4F1-4, que são do mesmo grupo. Na viga 4F1-3, o estribo nº 3 teve a maior deformação com 1,41‰, e, na 4F1-4, a maior deformação foi de 1,54‰ no estribo nº 2.

Tabela 2.7: Resultados após ensaios à fadiga das vigas (CHANG e CHAI, 1989).

| Grupo | Vigas | P_{min} (kN) | P_{max} (kN) | P* (kN) | RT | Nu (x10³) | Modo de ruptura |
|-----------------|--------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------|-----------|---------------------------------|----------------------------|
| Tipo I | 4F1-1 | 39,2 | 132,4 | 210,8 | 0,50 | – | Cortante |
| | 4F1-2 | 39,2 | 166,7 | | 0,63 | 1110,4 | Barra longitudinal |
| | 4F1-3 | 39,2 | 176,5 | | 0,67 | 955 | Cortante |
| | 4F1-4 | 39,2 | 196,1 | | 0,74 | 448,2 | Cortante |
| Tipo II | 4F2-1 | 39,2 | 107,9 | 186,3 | 0,55 | >2000 | Cortante |
| | 4F2-2 | 39,2 | 156,9 | | 0,80 | 1570,9 | Cortante |
| Tipo III | 4F3-1 | 39,2 | 196,1 | | 0,74 | 386,1 | Barra longitudinal |
| | 4F3-2 | 39,2 | 186,3 | | 0,70 | 407,6 | Barra longitudinal |
| Tipo IV | 6F4-1 | 39,2 | 166,7 | 210,8 | 0,65 | 1500 | Cortante |
| | 6F4-2 | 39,2 | 149,6 | 235,4 | 0,58 | 1330 | Cortante |
| | 6F4-3 | 39,2 | 181,4 | | 0,71 | 465 | Cortante |

*carga estática aplicada após mais de 1,3 milhões de ciclos.

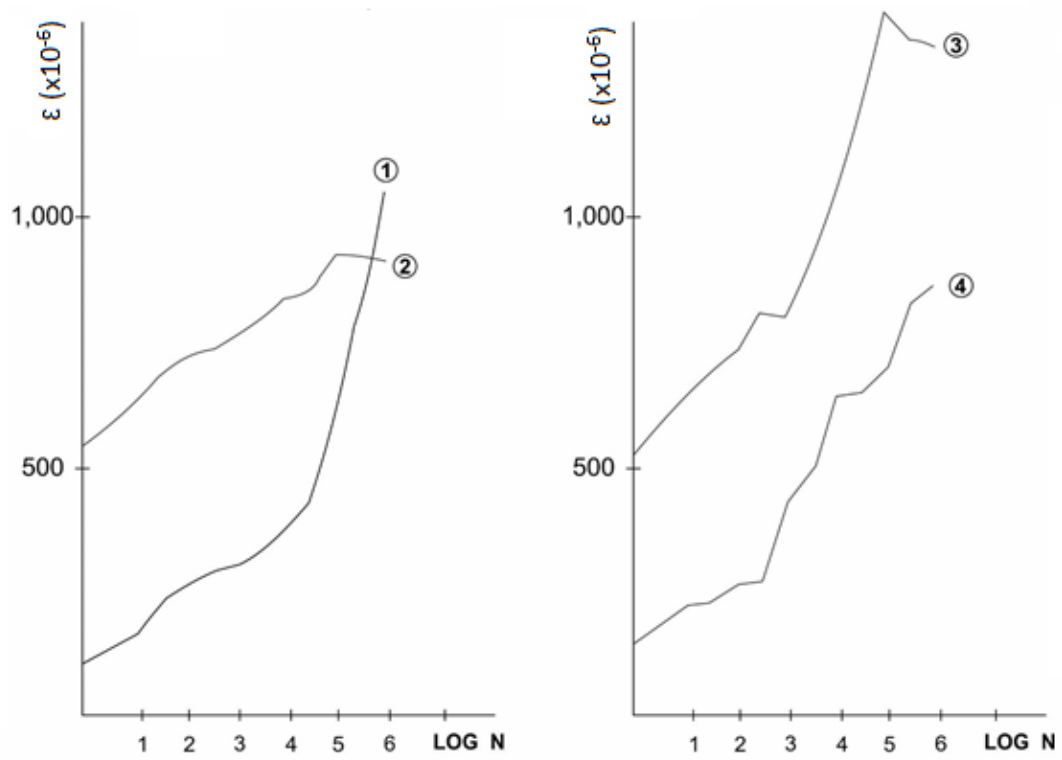


Figura 2.29: Deformação dos estribos x Log N da viga 4F1-3 (CHANG e CHAI, 1989).

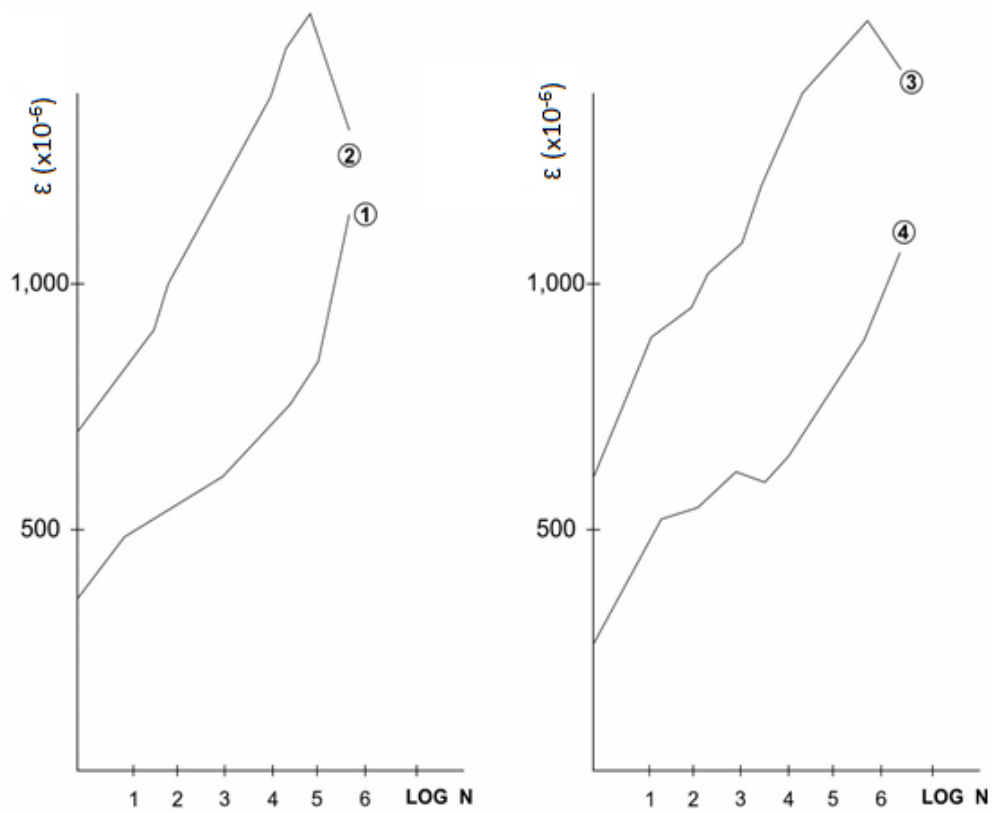


Figura 2.30: Deformação dos estribos x Log N da viga 4F1-4 (CHANG e CHAI, 1989).

A Figura 2.31 e a Figura 2.32 apresentam o gráfico da deformação das armaduras x Log N das vigas 4F2-1 e 4F2-2, que são do mesmo grupo. A curva nº 5 representa a armadura longitudinal. Na viga 4F2-1, a curva nº 5 teve a maior deformação com 0,86%. A maior deformação do estribo foi o nº 4, com 0,69%, enquanto na viga 4F2-2, a maior deformação foi de 1,29%, curva nº 5, armadura longitudinal, e a maior deformação no estribo foi a curva nº 1 com valor 1,09%.

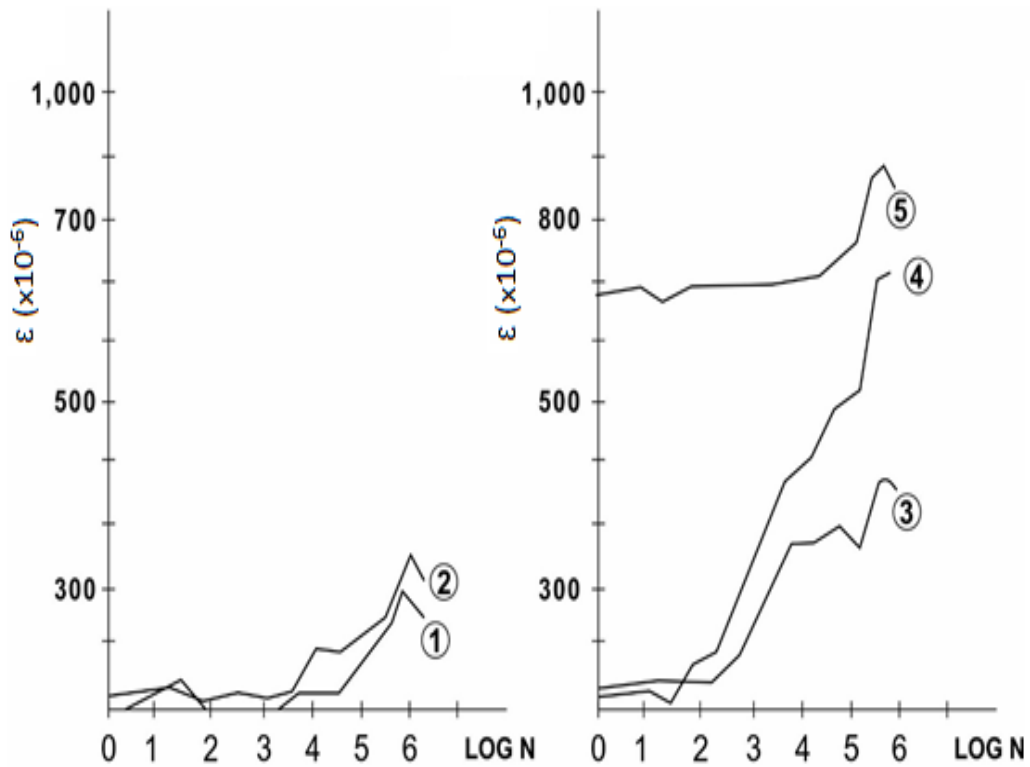


Figura 2.31: Deformação das armaduras x Log N da viga 4F2-1 (CHANG e CHAI, 1989).

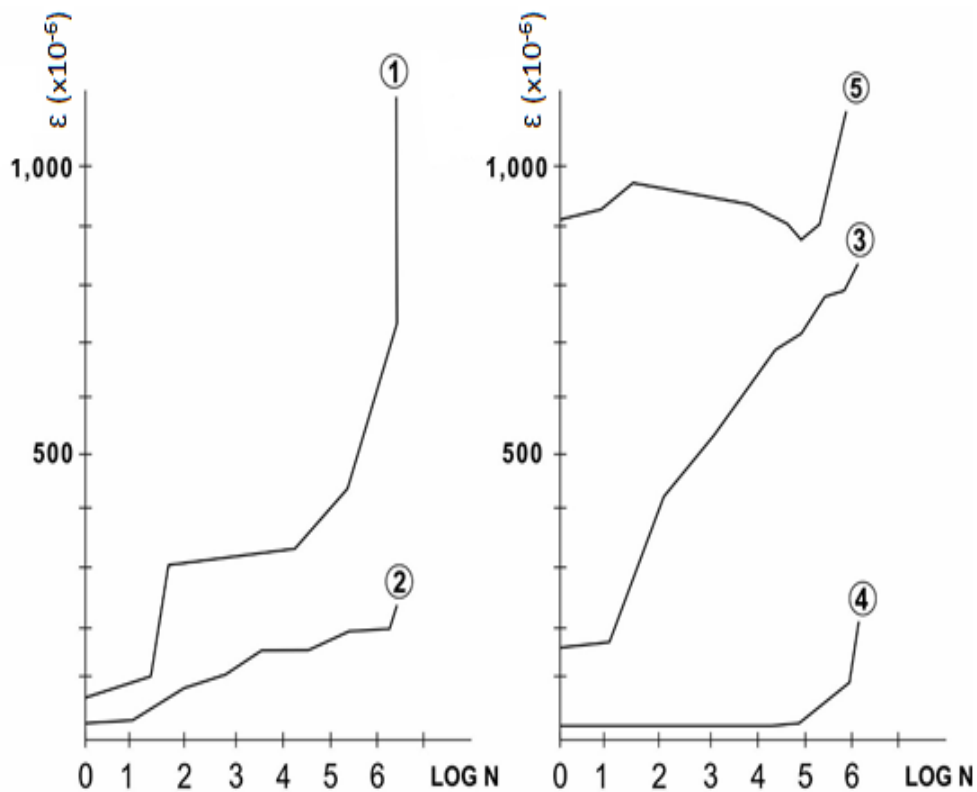


Figura 2.32: Deformação das armaduras x Log N da viga 4F2-2 (CHANG e CHAI, 1989).

A Figura 2.33 e a Figura 2.34 apresentam o gráfico da deformação das armaduras x Log N das vigas 4F3-1 e 4F3-2, que são do mesmo grupo. A curva n° 5 representa a armadura longitudinal. Na viga 4F3-1, a curva n° 5 teve a maior deformação com 1,90%. A maior deformação do estribo foi o n° 4 com 1,43% depois que a viga rompeu à fadiga pela armadura longitudinal. Na viga 4F2-2, a maior deformação foi de 2,22%, curva n° 5, armadura longitudinal, e a maior deformação no estribo foi a curva n° 3 com valor 1,18%.

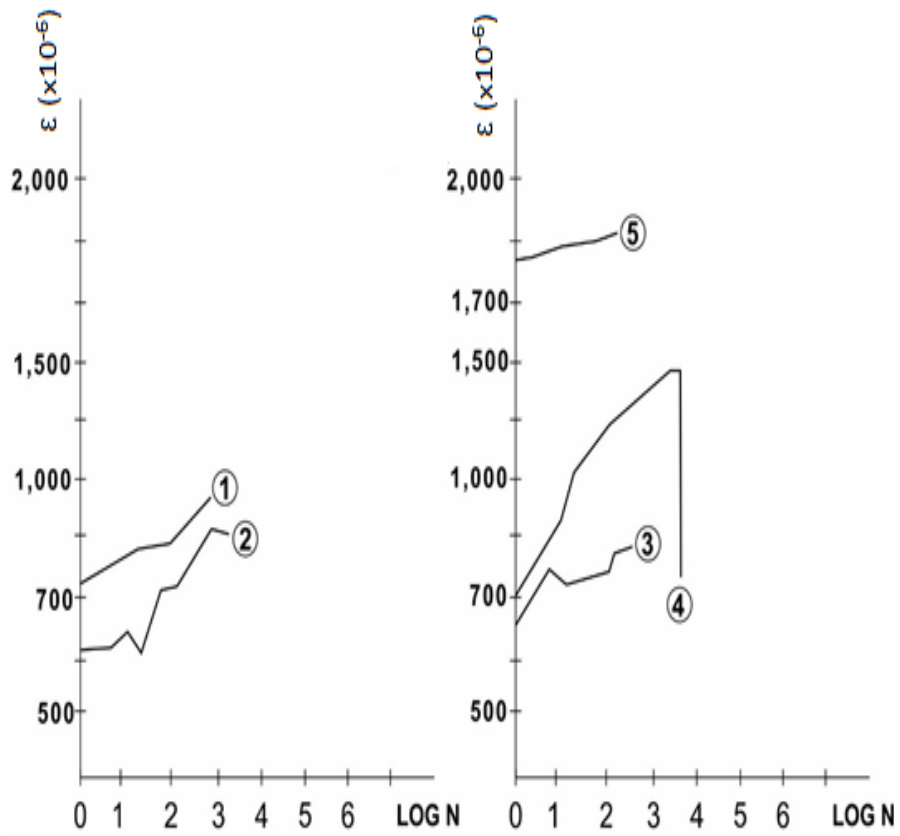


Figura 2.33: Deformação das armaduras x Log N da viga 4F3-1 (CHANG e CHAI, 1989).

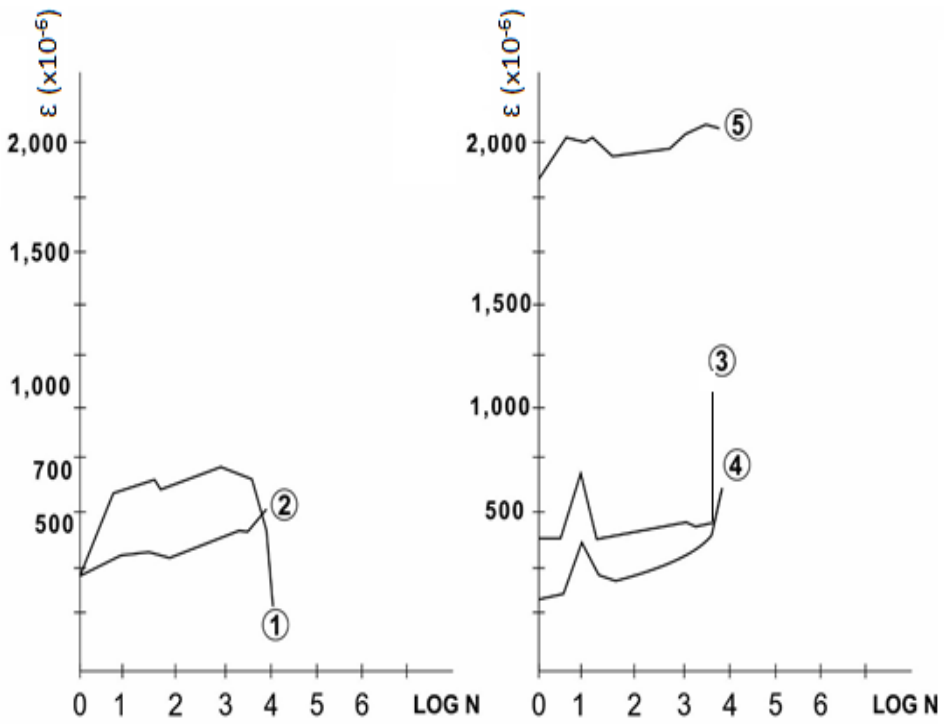


Figura 2.34: Deformação das armaduras x Log N da viga 4F3-2 (CHANG e CHAI, 1989).

A Figura 2.35 e a Figura 2.36 apresentam o gráfico da deformação dos estribos x Log N da viga 6F4-3. A Figura 2.35 ilustra as deformações das armaduras na parte frontal da viga, e a Figura 2.36, a outra face. A curva nº 2 teve a maior deformação com 1,45‰ considerando a parte frontal da viga, enquanto, na outra face, a maior deformação foi de 0,78‰, curva nº 10.

Os gráficos apresentados por CHANG e CHAI (1989) apresentam resultados dispersos, como esperado em ensaios de carregamento à fadiga.

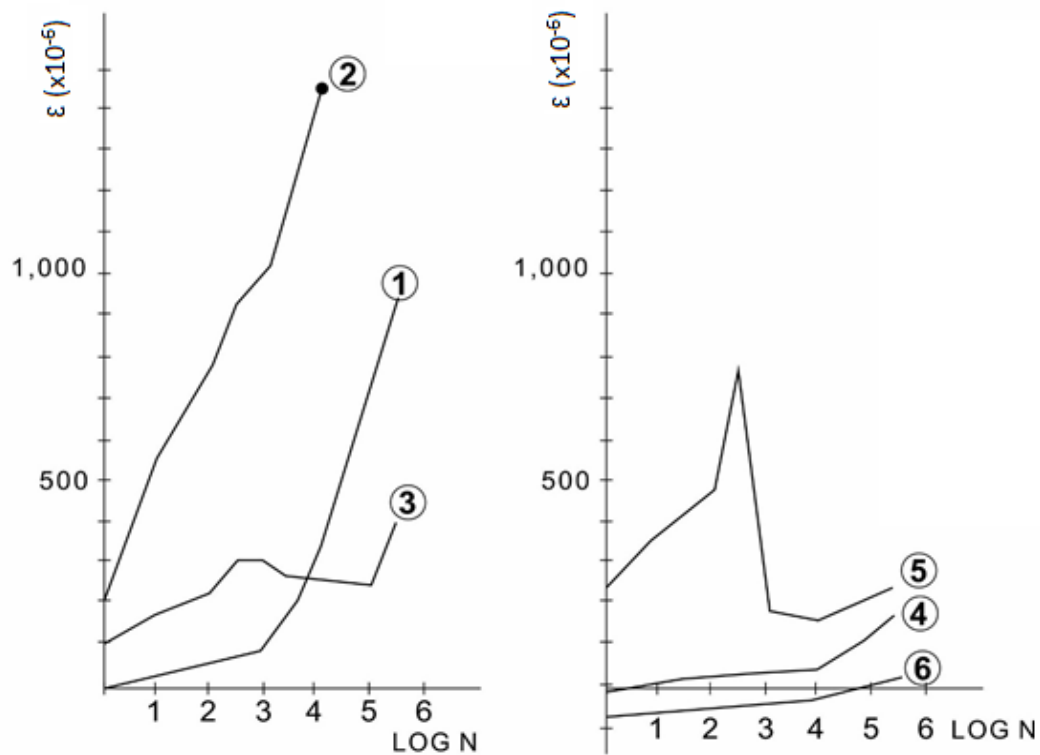


Figura 2.35: Deformação das armaduras nº 1 a 6 x Log N da viga 6F4-3 (CHANG e CHAI, 1989).

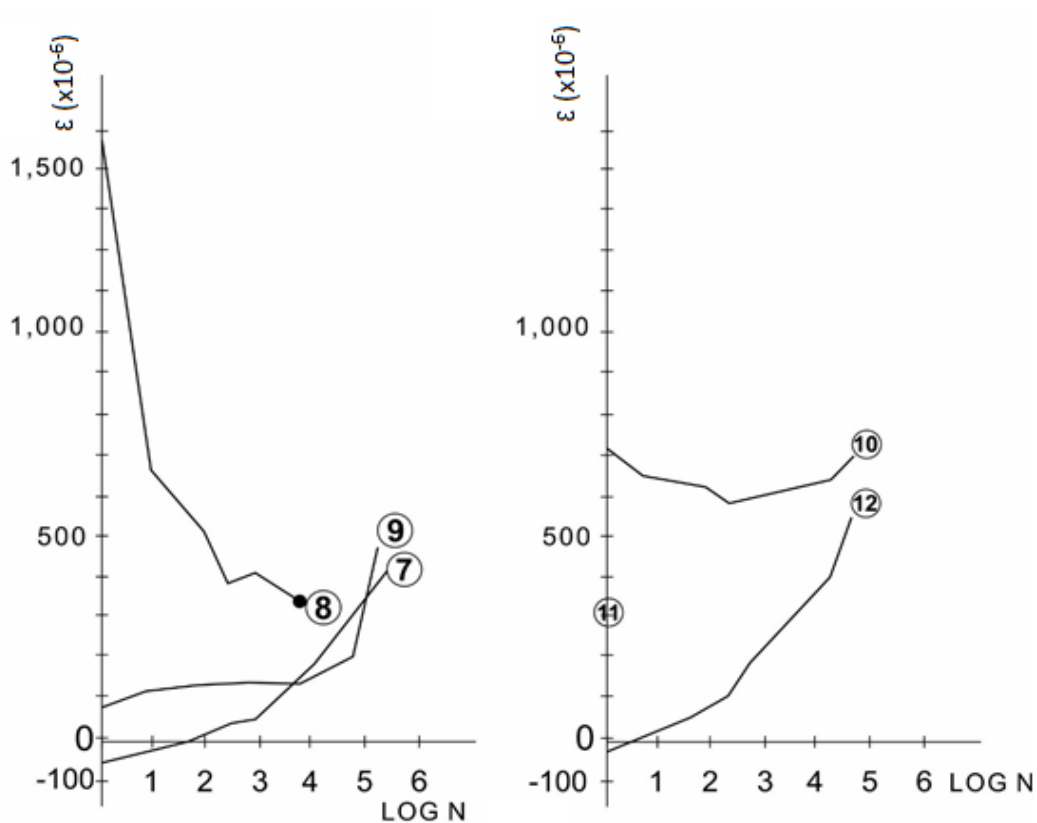


Figura 2.36: Deformação das armaduras nº 7 a 12 x Log N da viga 6F4-3 (CHANG e CHAI, 1989).

CHANG e CHAI (1989) realizaram uma comparação entre os seus resultados e a formulação apresentada por FARGHALY *et al.* (1981), Equação (2.18), para análise das deformações nos estribos utilizando análise de regressão por mínimos quadrados, Seguiram, como exemplo, a formulação dada por

$$\epsilon_w = a + b \log N \quad (2.21)$$

onde:

ϵ_w – média da deformação de estribos;

a – média da deformação de estribos do 1º ciclo de carregamento obtido pela análise de regressão;

b – taxa de aumento na deformação de estribos devido ao carregamento repetido obtido pela análise de regressão.

CHANG e CHAI (1989) relatam que, em geral, pode-se afirmar que o comportamento das vigas de concreto armado sob carga de fadiga é complexo,

especialmente porque cada viga mostra, em certa medida, uma reação diferente ao carregamento de fadiga devido a não homogeneidade da estrutura. Os autores concluem que:

- a deformação do estribo está intimamente relacionada com a formação da fissura diagonal, não pela formação da fissura de flexão;
- com o aumento do número de ciclos, a tensão média do estribo foi proporcional ao $\log N$ no vão de cisalhamento.

2.11.11 KWAK e PARK (2001)

O trabalho experimental de KWAK e PARK (2001) teve como objetivo estudar a resistência à fadiga em vigas de concreto armado com concreto de alta resistência. Foram ensaiadas cinco vigas de seção retangular de 15 cm de largura e 30 cm de altura e sem armadura transversal. As vigas foram ensaiadas apoiadas em suas extremidades e submetidas a duas cargas concentradas para dois valores diferentes para relação a/d (2,8 e 3,6).

Três dessas vigas tiveram concreto convencional com resistência $f_c = 34$ MPa e uma taxa de armadura longitudinal $\rho = 1,53\%$, enquanto as outras duas foram elaboradas com concreto de alta resistência com $f_c = 79$ MPa e taxa de armadura longitudinal $\rho = 3,05\%$. O tamanho máximo do agregado foi de 19 mm. O valor da carga ao cortante máximo aplicado em cada ensaio foi mantido constante, sendo incluído, em cada um, entre 60% e 70% do valor último estático de cisalhamento. O valor do cisalhamento mínimo aplicado também foi constante, sendo incluído, em cada ensaio entre 20% e 30% do mesmo valor de referência. A relação entre cargas máxima aplicada e carga última foi igual em todos os ensaios com valor de 0,65.

KWAK e PARK (2001) concluíram que, em vigas de concreto armado sem armadura transversal, com concreto de alta resistência, o rompimento foi do tipo frágil, que ocorre após a formação de uma fissura diagonal em um dos vãos de cisalhamento. Os autores observaram que, em comparação com o concreto convencional, para vigas feitas com concreto de alta resistência, a resistência à fadiga não foi superior.

2.11.12 GEBREYOUHANNES *et al.* (2008)

GEBREYOUHANNES *et al.* (2008) estudaram a resistência à fadiga de vigas de concreto armado, O trabalho experimental teve duas vigas de concreto armado, sendo uma delas sem estribos. Nesse trabalho, o autor analisou a resistência à fadiga dessas vigas submetidas a uma carga móvel. Todas as vigas estudadas tinham vão livre de 2,0 m e seção transversal retangular de 25 cm de largura e 35 cm de altura.

As vigas ensaiadas foram apoiadas em suas extremidades e tinham resistência do concreto à compressão, $f_c = 40$ MPa, taxa de armadura longitudinal, $\rho = 1,47\%$, e taxa de armadura transversal, $\rho_w = 0,25\%$. As vigas foram ensaiadas apoiadas em suas extremidades e com relação $a/d = 3,2$ para carga estática de referência. A carga móvel foi aplicada com uma velocidade de 7,2 km/h, que corresponde a uma frequência de 1 Hz para um carregamento repetido em posição fixa no meio da viga. Os ensaios foram realizados para uma carga máxima aplicada de 140 kN. Esse valor correspondeu de 70% a 80% da carga última de ruptura por cisalhamento das vigas. A Figura 2.37 mostra uma das vigas ensaiadas pelo autor.

GEBREYOUHANNES *et al.* (2008) concluíram, com base nas pesquisas experimentais e analíticas, que a vida à fadiga das vigas sob carregamento móvel é notavelmente reduzida, e é 2 a 3 vezes menor do que com carregamento repetido em posição fixa.



Figura 2.37: Viga ensaiada por GEBREYOUHANNES *et al.* (2008).

2.11.13 GALLEGO *et al.* (2014)

GALLEGO *et al.* (2014) estudaram o comportamento à fadiga de uma viga de concreto armado sem armadura transversal. Nesse trabalho, os autores analisaram a resistência à fadiga dessa viga. A viga estudada tinha um comprimento de 5,0 m e uma

seção transversal retangular 0,30 m de largura e 0,30 m altura. A viga ensaiada foi apoiada em suas extremidades e submetida a duas cargas concentradas, com resistência do concreto à compressão de $f_c = 25$ MPa e com uma taxa de armadura longitudinal, $\rho = 2,50\%$.

A viga foi ensaiada apoiada em suas extremidades e com relação $a/d = 5,4$. Os ensaios foram realizados para um valor constante da carga máxima aplicada com valor de 60 kN e valor mínimo de 25 kN. Para o ensaio, esse valor correspondeu a 53% da carga última de ruptura por cisalhamento. A Figura 2.38 ilustra a evolução as fissuras da viga VA1 com ruptura por cortante com $N_u = 170.178$ ciclos.

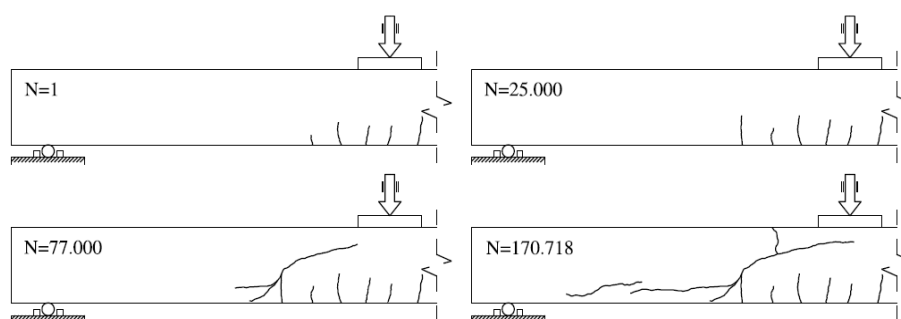


Figura 2.38: Mapas de fissuras da viga VA1 até romper, $N_u = 170.718$ ciclos (GALLEGO *et al.*, 2014).

GALLEGO *et al.* (2014) concluíram que os resultados experimentais mostram que uma fissura diagonal foi formada a partir de uma fissura de flexão existente. Indicaram ainda que ocorreu uma grande dispersão e incertezas no comportamento à fadiga das estruturas de concreto, apresentando uma formulação para prever o número de ciclos de fadiga que a estrutura suporta.

2.11.14 RUIZ *et al.* (2015)

RUIZ *et al.* (2015) estudaram o comportamento à fadiga de vigas de concreto armado sem armadura transversal. Nesse trabalho, os autores, analisando as pesquisas existentes na literatura, fizeram uma abordagem usando os princípios da Mecânica da Fratura aplicada a materiais quase-frágeis em combinação com a Teoria da Ruptura Crítica no Cortante para calcular a resistência à fadiga das vigas de concreto sem estribos. Os autores concluíram que:

- as rupturas de fadiga por cisalhamento são devidas ao desenvolvimento e ao crescimento de fissuras de cisalhamento;
- um projeto consistente pode ser realizado com base na Mecânica da Fratura para materiais quase frágeis combinados com a Teoria da Ruptura Crítica no Cortante;
- essa abordagem leva a um projeto simples incorporando as diferentes influências de ações de fadiga e resistência ao cisalhamento – níveis de carga mínimos e máximos; tamanho e efeitos de tensão; propriedades materiais e geométricas, e taxa de carregamento.

2.11.15 LIU e ZHOU (2016)

LIU e ZHOU (2016) estudaram o comportamento à fadiga de vigas de concreto armado com armadura transversal. O trabalho experimental teve quatro vigas de concreto armado com estribos, sendo uma viga ensaiada estaticamente e três vigas ensaiadas sob carregamento à fadiga com frequência de 5 Hz. Nesse trabalho, o autor analisa a deformação no concreto e o dano nas vigas de concreto submetidas a carregamento à fadiga.

Todas as vigas estudadas tinham um comprimento de 3,3 m e uma seção transversal retangular com 20 cm de largura e 40 cm de altura. As vigas ensaiadas foram apoiadas em suas extremidades, submetidas a duas cargas concentradas (ver Figura 2.39) e possuíam resistência do concreto à compressão, $f_c = 29,3$ MPa. Os ensaios foram realizados com três valores constantes da carga máxima (60%, 70% e 80%), sendo um valor para cada viga, e valor mínimo de 10% da carga última de ruptura para todas as vigas.

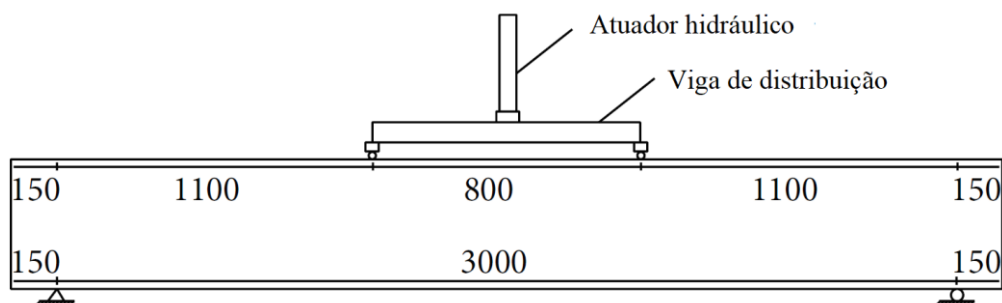


Figura 2.39: Dimensões das vigas de LIU e ZHOU (2016), em mm.

LIU e ZHOU (2016) concluíram que a deformação de fadiga do concreto cresceu rapidamente. Quando no estágio intermediário, ocorre uma mudança quase linear nos valores das deformações. Avaliaram que o dano por fadiga e a deformação do concreto por fadiga têm variações semelhantes, e que, com os mesmos ciclos de carga, quanto maior foi o nível de carga, maior o dano.

2.11.16 TONG *et al.* (2018)

TONG *et al.* (2018) realizaram um estudo experimental com 27 vigas mistas de aço e concreto. Nesse trabalho, os autores analisaram a resistência à fadiga dessas vigas. Todas as vigas estudadas tinham um comprimento que variaram de 1,46 a 1,83 m e duas seções retangulares de 18 cm e 22 cm de largura e 30 cm e 40 cm de altura. As vigas ensaiadas foram apoiadas em suas extremidades, submetidas a duas cargas concentradas, conforme Figura 2.40. A resistência do concreto à compressão variou de $f_c = 40$ MPa a 60 MPa e teve valores de relação $a/d = 1,8; 1,5; 1,1$ e $1,0$.

O carregamento repetido foi aplicado com uma frequência de 4 Hz, e os ensaios foram realizados para um valor constante da carga máxima aplicada. Para cada ensaio, esse valor esteve entre 38,9% e 66,9% da carga da carga de ruptura. A Figura 2.41 ilustra a seção transversal das vigas ensaiadas.

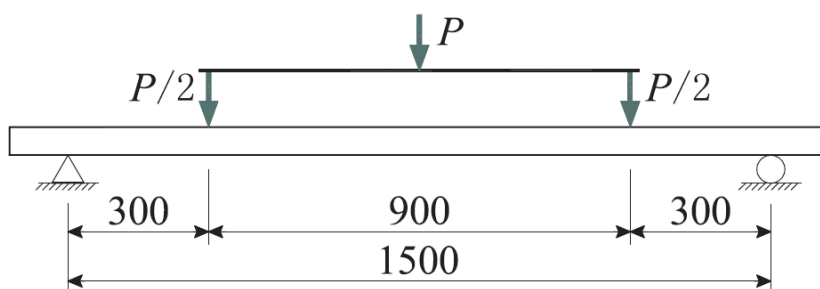


Figura 2.40: Dimensões das vigas do conjunto 5 de TONG *et al.* (2018), em mm.

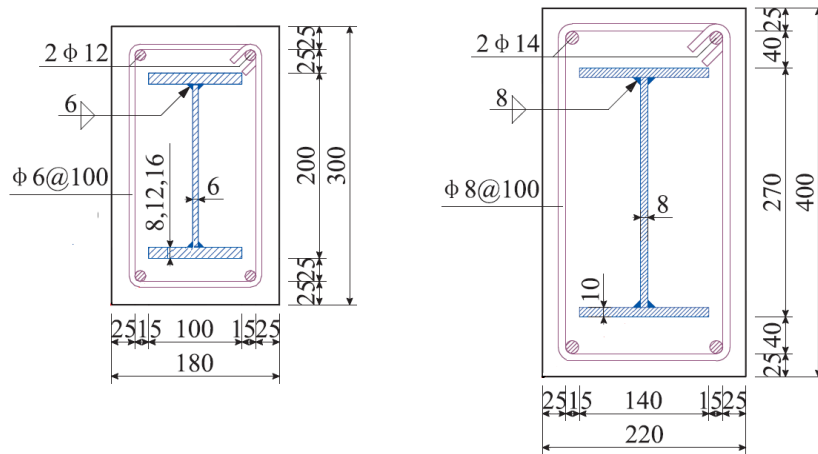


Figura 2.41: Seções transversais das vigas de TONG *et al.* (2018), em mm.

TONG *et al.* (2018) concluíram que todas as vigas mistas de aço concreto romperam à fadiga por flexão, por ruptura da armadura longitudinal, e as fissuras principais apareceram nas superfícies externas do concreto.

2.11.17 KOHL e ROMBACH (2018)

KOHL e ROMBACH (2018) realizaram um trabalho experimental com seis vigas de concreto armado sem estribos, sendo que somente quatro foram ensaiadas à fadiga e as outras duas vigas foram ensaiadas estaticamente. Nesse trabalho, o autor analisa a resistência à fadiga dessas vigas. Todas as vigas estudadas tinham um comprimento de 3,68 m e uma seção retangular de 0,20 m de largura e 0,34 m de altura, com resistência do concreto à compressão, $f_c = 39$ MPa, e com taxa de armadura longitudinal, $\rho = 1,57\%$.

As vigas ensaiadas foram apoiadas em suas extremidades e submetidas a uma carga concentrada aplicada no meio da viga, conforme Figura 2.42, com relação $a/d = 5,0$. Os ensaios foram realizados para um valor constante da carga máxima aplicada. Para cada ensaio, esse valor esteve entre 50% e 80% da carga que causou a ruptura estática por cisalhamento. O valor da carga no cortante mínima foi igual a 10 kN.

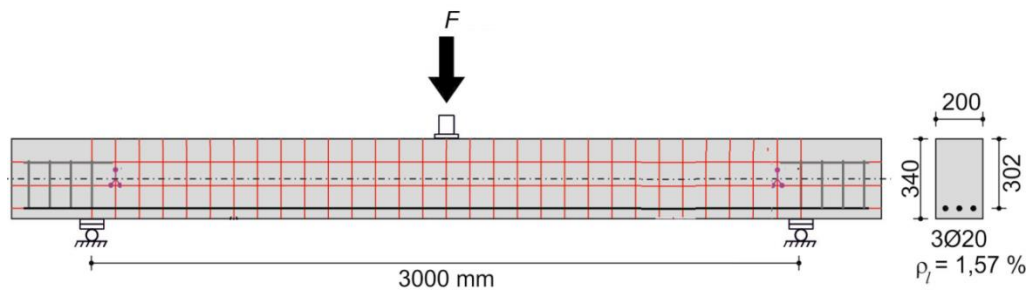


Figura 2.42: Dimensões das vigas de KOHL (2018).

De acordo com KOHL e ROMBACH (2018), todas as vigas mostraram rupturas ao cortante após a formação e o subsequente desenvolvimento de uma fissura diagonal crítica em vãos de cisalhamento. Nesses ensaios, foi possível verificar como as vigas resistiram à carga aplicada para valores elevados de abertura de fissura diagonal, apesar de as vigas não possuírem armadura transversal.

A Tabela 2.8 apresenta um resumo dos trabalhos dos autores destacando os principais parâmetros envolvidos nos ensaios de comportamento à fadiga de vigas de concreto armado. Verifica-se que os parâmetros variados nos estudos foram as dimensões das vigas de concreto armado, a taxa de armadura longitudinal e transversal, a resistência à compressão do concreto, a relação entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva (a/d) e a relação entre as cargas aplicadas.

Constata-se, da Tabela 2.8, que a resistência do concreto das vigas teve valores convencionais não superiores a 42 MPa, e que a maioria das vigas de concreto armado possua comprimento maior que 2,0 m. A relação de tensão, RT , teve valores bem baixos, $RT = 0,21$, e valores bem elevados comprometendo o ensaio de fadiga, $RT = 0,95$, valor muito próximo da carga última da viga.

Tabela 2.8: Resumo dos trabalhos estudados.

| Autor | Vigas (und) | Dimensões (comp x l x h) (cm) | f_c (MPa) | ρ (%) | ρ_w (%) | RT | a/d | freq (Hz) | Equação: cálculo de deformação de estribos sob carregamento à fadiga |
|--------------------------|-------------|---|-------------|------------------------|------------------------|-------------|--------------------------------|-----------|---|
| Chang e Kesler (1958) | 64 | 152 x 10 x 15 | 14,8 – 46,6 | 1,02; 1,86; 2,89 | 0,0 | 0,43 – 0,90 | 3,72 | 7,33 | – |
| Stelson e Cernica (1958) | 11 | 183 x 13 x 14 | 26,57 | 2,90 | 0,0 | 0,39 – 0,68 | 5,65 | – | – |
| Taylor (1959) | 14 | 229 x 19 x 25,4 | 29,50 | 1,21; 1,49; 1,83; 2,33 | 0,0 | 0,56 – 0,72 | 4,1 | – | – |
| Verna e Stelson (1962) | 60 | 198,12 x 12,7 x 10,16 198,12 x 12,7 x 13,97 198,12 x 12,7 x 17,78 | 19,0 e 32,0 | 1,11 e 4,24 | 0,0 | 0,43 | 3,43; 5,03; 6,0 | 7,0 | – |
| Hawkins (1974) | 30 | 132 x 17,8 x 35,6 | 21,1 – 33,2 | 1,52; 2,81 | 0,53 e 0,79 | 0,21 – 0,81 | 1,15; 2,15; 2,5; 2,83 | 4,16 | $\varepsilon_w = \frac{V}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ |
| Ruhnau (1974) | 5 | 425 x 20 x 40 | 32,0 | 1,86; 2,69; 3,31 | 0,27; 0,44; 0,88 | 0,58 – 0,77 | 4,73 | – | $\varepsilon_w = k_1 + k_2 \frac{V}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ |
| Higai (1978) | 18 | 120 x 10 x 15 210 x 20 x 24 210 x 20 x 20 150 x 20 x 16 | 28,2 – 41,2 | 1,80; 2,12; 2,15; 2,40 | 0,0 | 0,43 – 0,83 | 2,0; 4,0; 5,0; 6,36 | 5,0 | $\varepsilon_w = \frac{\varepsilon_{wy}}{0,55 V_{co} + A_w E_w \varepsilon_{wy} \frac{Z}{S}} V$ |

Tabela 2.8: Resumo dos trabalhos estudados. (continuação)

| Autor | Vigas (und) | Dimensões (comp x l x h) (cm) | f_c (MPa) | ρ (%) | ρ_w (%) | RT | a/d | freq (Hz) | Equação: cálculo de deformação de estribos sob carregamento à fadiga |
|-------------------------------------|-------------|--------------------------------------|-------------|-------------|--------------|-------------|---------------------|-----------|---|
| Farghaly <i>et al.</i> (1981) | 17 | 210 x 30 x 25 | 18,6 – 35,2 | 1,73 e 3,07 | 0,26 e 0,73 | 0,56 – 0,95 | 1,5; 2, 5; 3,5; 4,5 | 3,33 | Para $V_{max} \geq V_c$: $\varepsilon_w = \frac{\beta x (V_{max} - V_{co} (1 - k \log N))}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ Para $V_{max} < V_c$: $\varepsilon_w = \frac{\beta x V_{co} k \log N}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ |
| Ueda (1982) | 11 | 281 x 20 x 50 | 26,53 | 1,40 | 0,48 | 0,61 e 0,62 | 2,0 e 4,0 | 3,5 | $\varepsilon_{wmax} = \frac{\beta x (V_{max} - V_{co} 10^{-0,036 (1-R R) \log N})}{A_w E_w \frac{Z}{S}}$ |
| Chang e Chai (1989) | 11 | 190 x 24 x 30 | 22,1 | 1,49 | 0,20 e 0,30 | 0,50 – 0,80 | 2,5 | 5,0 | – |
| Kwak e Park (2001) | 5 | 250 x 15 x 30 | 34 e 79 | 1,53 e 3,05 | – | 0,65 | 2,8 e 3,6 | – | – |
| Gebreyouhannes <i>et al.</i> (2008) | 2 | 230 x 25 x 35 | 40 | 1,47 | 0,25 | 0,70 e 0,80 | 3,2 | 1,0 | – |
| Gallego <i>et al.</i> (2014) | 1 | 500 x 30 x 30 | 25,0 | 2,50 | 0,0 | 0,53 | 5,4 | – | – |
| Ruiz <i>et al.</i> (2015) | 87 | (2010 – 120) x (10 – 30) x (14 – 50) | 14,8 – 46 | 0,68 – 2,9 | – | 0,02 – 0,8 | 3,5 – 6,4 | – | – |

Tabela 2.8: Resumo dos trabalhos estudados. (continuação)

| Autor | Vigas (und) | Dimensões (comp x l x h) (cm) | f_c (MPa) | ρ (%) | ρ_w (%) | RT | a/d | freq (Hz) | Equação: cálculo de deformação de estribos sob carregamento à fadiga |
|------------------------------|------------------------|---|-----------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|----------------------|------------------------|----------------------|---|
| Liu e Zhou (2016) | 4 | 330 x 20 x 40 | 29,3 | – | – | 0,60; 0,70 e 0,80 | 2,9 | 5,0 | – |
| Tong <i>et al.</i> (2018) | 27 | 146 x 22 x 40 150 x 18 x 30 183 x 22 x 40 | 40 a 60 | 0,38 e 0,42 | 0,26; 0,32; 0,45 e 0,56 | 0,389 e 0,669 | 1,8; 1,5; 1,1 e 1,0 | 4,0 | – |
| Kohl e Rombach (2018) | 4 | 380 x 20 x 34 | 39,0 | 1,57 | 0,0 | 0,50 – 0,80 | 5,0 | 1,0 | – |

2.12. Análise das principais formulações existentes de cálculo de deformação dos estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga

Nesta seção são analisadas algumas equações para cálculo da deformação de estribos sob carregamento à fadiga.

Utiliza-se, como base, os dados do estudo de CHANG e CHAI (1989), considerando que nele existem dados de deformações das armaduras transversais sob carregamento à fadiga de uma viga simples de concreto armado para comparar com os resultados obtidos pelas equações de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982).

A análise utilizou somente as equações de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) por serem as equações que melhor representam o comportamento à fadiga. Essas equações consideraram a carga máxima aplicada, resistência da armadura transversal e, principalmente, a contribuição do concreto ao longo do carregamento à fadiga.

A Figura 2.43 ilustra as deformações das armaduras versus Log N da viga 4F2-1, resultado do programa experimental de CHANG e CHAI (1989); a curva nº 5 corresponde à armadura longitudinal, e as curvas nº 3 e nº 4 ilustram a deformação dos estribos de um dos lados da viga.

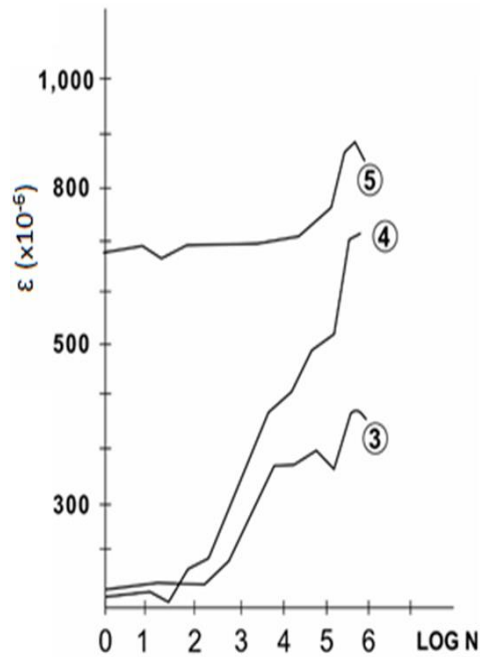


Figura 2.43: Deformação das armaduras x Log N, viga 4F2-1 (CHANG e CHAI, 1989).

A Figura 2.44 compara as curvas traçadas com os dados da viga 4F2-1 de CHANG e CHAI (1989) com as equações de UEDA (1982) e FARGHALY *et al.* (1981) para a armadura transversal. Constata-se que as curvas traçadas com as formulações de UEDA (1982) e FARGHALY *et al.* (1981) apresentam uma curva com valores bem maiores que o resultado experimental de CHANG e CHAI (1989), principalmente identificado em UEDA (1982).

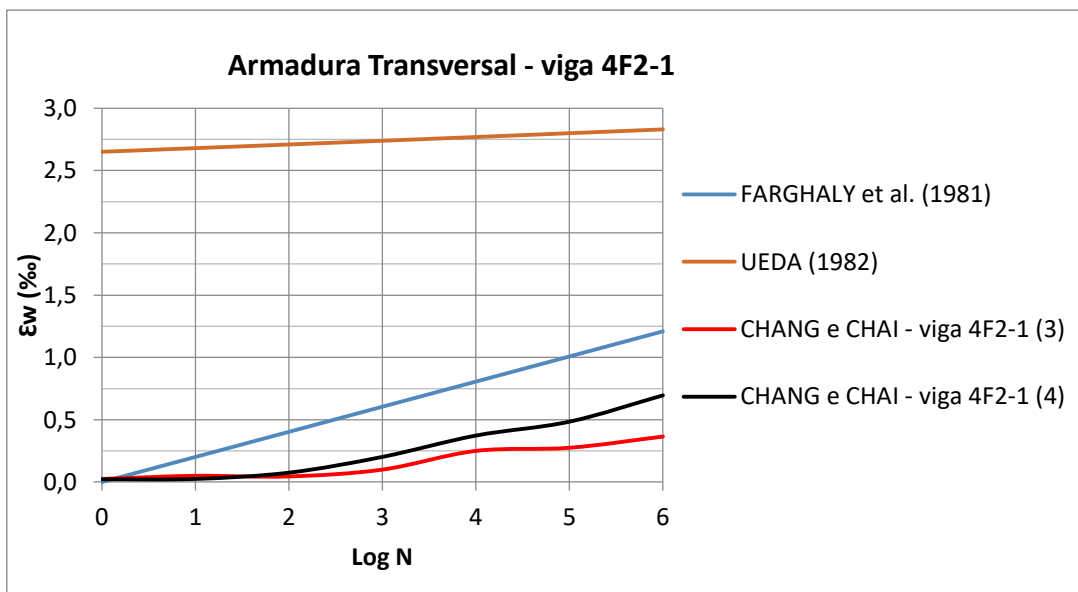


Figura 2.44: Deformação da armadura transversal (estribos nº 3 e nº 4), viga 4F2-1.

A Figura 2.45 compara as curvas traçadas com os dados da viga 4F3-1 de CHANG e CHAI (1989) com as equações de UEDA (1982) e FARGHALY *et al.* (1981) para a armadura transversal. Constata-se que as curvas traçadas com as formulações de UEDA (1982) e FARGHALY *et al.* (1981) apresentam uma curva com valores bem maiores que o resultado experimental de CHANG e CHAI (1989). Somente a curva traçada pela equação de UEDA (1982) aproxima-se no final.

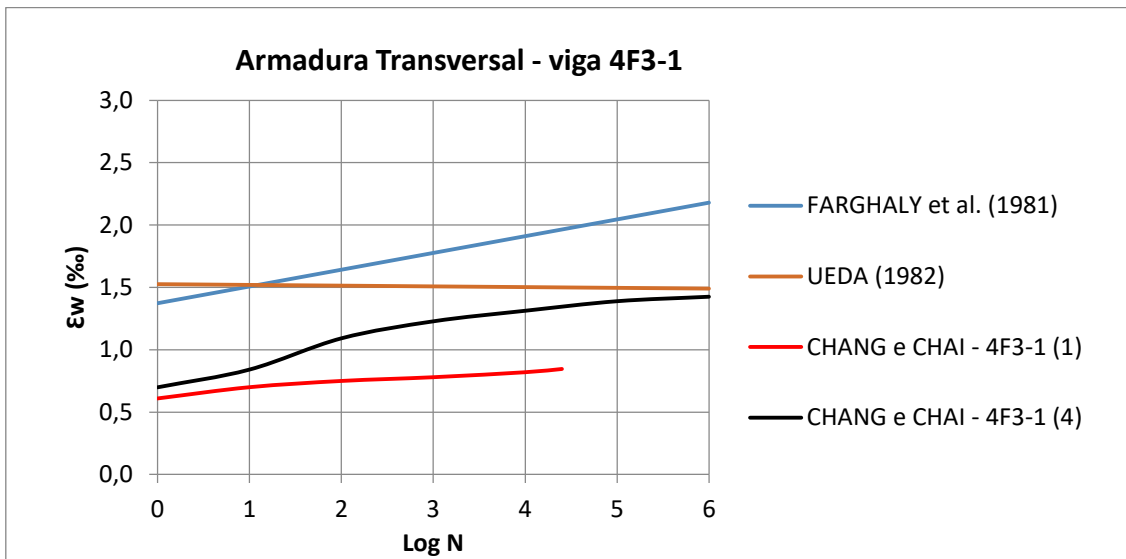


Figura 2.45: Deformação da armadura transversal (estribos nº 1 e nº 4), viga 4F3-1.

A Figura 2.46 mostra as deformações das armaduras transversais versus Log N da viga 6F4-3. As curvas nº 1 a nº 3 ilustram a deformação dos estribos de um dos lados da viga.

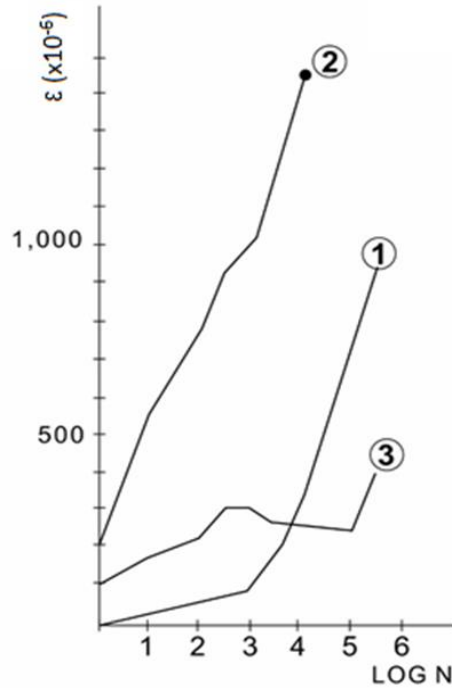


Figura 2.46: Deformação dos estribos x Log N, viga 6F4-3 (CHANG e CHAI, 1989).

A Figura 2.47 compara as curvas traçadas com os dados da viga 6F4-3 de CHANG e CHAI (1989) com as equações de UEDA (1982) e FARGHALY *et al.* (1981) para a armadura transversal. Constata-se, também, que as curvas traçadas pelas formulações de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) não atendem as deformações do estribo da viga 6F4-3.

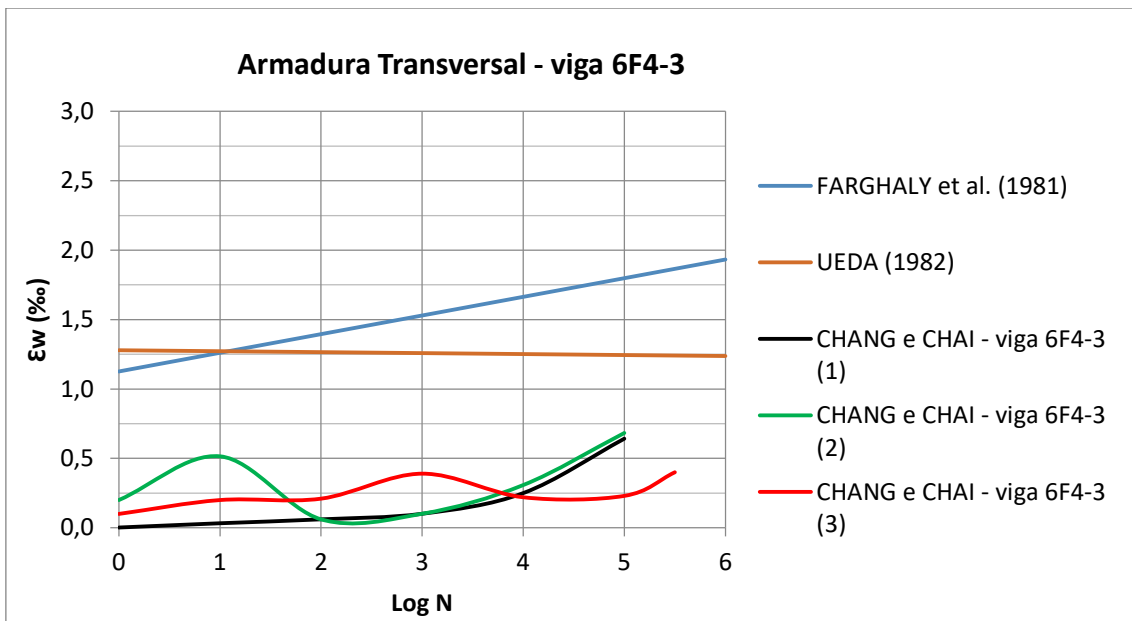


Figura 2.47: Deformação da armadura transversal (estribos nº 1, nº 2 e nº 3), viga 6F4-3.

Após a análise de alguns resultados experimentais, percebe-se que o uso das equações de UEDA (1981) e FARGHALY *et al.* (1981) não atendem completamente ao uso para cálculo das deformações de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga.

2.13. Considerações finais

Neste capítulo, foi realizada uma síntese do estado atual do conhecimento em relação ao comportamento à fadiga ao cortante de vigas de concreto armado. Uma compilação dos trabalhos de fadiga existentes foi realizada, concentrando-se nos trabalhos que analisaram a deformação da armadura transversal sob carregamento à fadiga. Os resultados experimentais dos autores indicaram que, após a formação da fissura diagonal, os estribos são mais solicitados, aumentando a correspondente deformação, sendo que o aumento é proporcional a $\log N$, percebendo-se, porém, uma grande dispersão nos resultados.

A análise detalhada desses ensaios de fadiga foi necessária para entender os diferentes modos de ruptura que podem ocorrer e observar a evolução das deformações dos estribos sob carregamento à fadiga.

CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Introdução

Analisar uma viga de concreto armado em proporções reais até a ruptura em um laboratório é uma atividade complexa que envolve custos e requer uma infraestrutura que poucos laboratórios de estrutura, no Brasil, possuem. Neste capítulo, são detalhados os materiais utilizados na execução e na instrumentação das vigas de concreto armado, além da montagem e execução dos ensaios.

3.2. Confeção das vigas

O presente programa experimental buscou analisar o comportamento à fadiga ao cortante em vigas de concreto armado submetidas a carregamento cíclico. O trabalho foi desenvolvido no Laboratório de Materiais de Construção e Concreto do Instituto Militar de Engenharia e com o apoio da empresa Premag Sistema de Construções Ltda. Foram confeccionadas 12 vigas de concreto armado com 3,5 m de comprimento e seção transversal retangular 15 x 35 cm, biapoiadas e submetidas a um carregamento a quatro pontos. As vigas foram divididas em quatro conjuntos, cujo parâmetro, que sofreu variação na viga, foi a taxa de armadura transversal. A carga foi aplicada em posição que respeitasse a relação $a/d = 3,43$, e o concreto teve resistência média à compressão de 42,27 MPa. A Tabela 3.1 mostra a nomenclatura das vigas.

Tabela 3.1: Nomenclatura das vigas.

| Conjunto | Quantidade | Nomenclatura | Estribos | ρ_w |
|----------|------------|------------------|-------------------|----------|
| CJ 1 | 3 | E1-1, F1-2, F1-3 | Sem estribos | 0 % |
| CJ 2 | 3 | E2-1, F2-2, F2-3 | 6.3 mm cada 22 cm | 0,189 % |
| CJ 3 | 3 | E3-1, F3-2, F3-3 | 5,0 mm cada 22 cm | 0,119 % |
| CJ 4 | 3 | E4-1, F4-2, F4-3 | 6.3 mm cada 11 cm | 0,378 % |
| Total | 12 | | | |

Nota: Na viga E2-1, E representa ensaio estático e F ensaio de fadiga, enquanto 2 indica o conjunto, e 1 é o número da viga no conjunto.

3.2.1. Concreto

Utilizou-se, nas vigas, concreto usinado, fornecido pela empresa PREMAG, concebido para alcançar resistência média à compressão de 40 MPa aos 28 dias. O concreto foi fabricado por meio de uma central de concreto, com dois misturadores de ação intensiva, podendo utilizar até sete agregados distintos. A Tabela 3.2 mostra as quantidades do material empregado na dosagem por metro cúbico de concreto.

Tabela 3.2: Quantidade empregada de material por m³ de concreto.

| Material | Quantidade/m ³ |
|--------------------|---------------------------|
| Cimento | 450 kg |
| Areia | 780 kg |
| Brita1 | 966 kg |
| Pó de Pedra | 74 kg |
| Aditivo Plastek 23 | 3 L |
| Aditivo Fluistek | 0,7 L |
| Água | 170 L |

O transporte do concreto foi realizado por caminhão betoneira, e a aplicação foi realizada próxima à área de produção, onde as formas foram montadas. O valor do abatimento de tronco de cone foi 100 mm.

Foram moldados 20 corpos de prova cilíndricos de concreto de 100 mm x 200 mm de dimensões, conforme a norma ABNT NBR 5738 (2016).

Após 24 horas a partir da moldagem, os corpos de prova de concreto foram desformados e imersos em tanques com água saturada de cal por sete dias, sendo, então, mantidos sob as condições ambientes do laboratório. A Figura 3.1 apresenta os moldes de cilindros metálicos sem ou com concreto.



Figura 3.1: Moldagem dos corpos de prova de concreto 100 mm x 200 mm de dimensões em formas metálicas.

Utilizou-se a prensa universal servo-hidráulica, marca CONTENCO, com capacidade de 1000 kN do Laboratório de Controle de Qualidade da Empresa Premag para se obter os valores médios de resistência à compressão, cujo valor obtido foi de 42,27 MPa.

3.2.2. Aço

A armadura longitudinal de tração e transversal foram montadas com barras nervuradas de aço CA-50 e CA-60. Para o dimensionamento dos estribos, foi utilizado o modelo de cálculo I da ABNT NBR 6118 (2014), adotando-se ângulo de inclinação dos estribos de 90 graus.

A viga foi superarmada na flexão (taxa 3,01%), com armadura longitudinal de aço CA-50 composta de duas barras de 25 mm de diâmetro, para atingir a ruptura por cisalhamento e assim verificar a deformação nos estribos.

Foi utilizada a mesma taxa de armadura longitudinal para todas as vigas, somente variando a taxa de armadura transversal. A Tabela 3.3 mostra as características das armaduras das vigas.

Tabela 3.3: Características das armaduras das vigas.

| Conjunto | Armadura transversal | | | Armadura longitudinal | |
|----------|----------------------|-----------|-----------------|-----------------------|---------------|
| | \emptyset (mm) | S (mm) | ρ_w (%) | \emptyset (mm) | ρ (%) |
| CJ1 | – | – | – | 2 \emptyset 25,0 | 3,01 |
| CJ2 | 6,3 | 220 | 0,189 | 2 \emptyset 25,0 | 3,01 |
| CJ3 | 5,0 | 220 | 0,119 | 2 \emptyset 25,0 | 3,01 |
| CJ4 | 6,3 | 110 | 0,378 | 2 \emptyset 25,0 | 3,01 |

Os corpos de prova de 800 mm de comprimento dos aços empregados na armadura interna longitudinal e transversal foram ensaiados à tração na prensa universal CONTENCO com capacidade de carga de 1000 kN do Laboratório de Materiais e Concreto do IME, conforme a norma da ABNT NBR 6892 (2002).

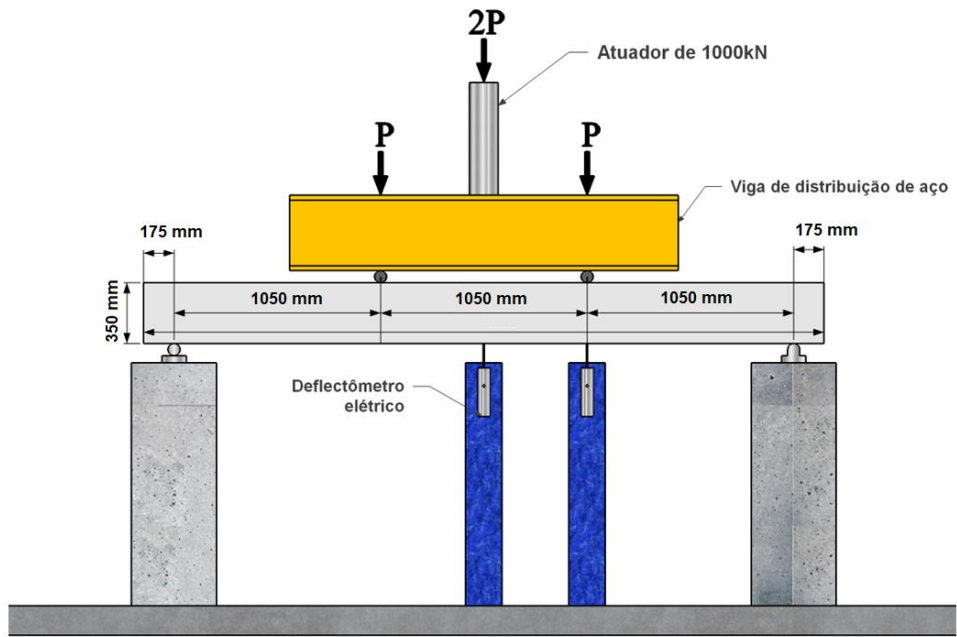
A Tabela 3.4 mostra os resultados médios de cinco corpos de prova de aço de 800 mm de comprimento após a ruptura por tração uniaxial para os aços utilizados nas vigas.

Tabela 3.4: Resultados dos ensaios de tração uniaxial das barras de aço.

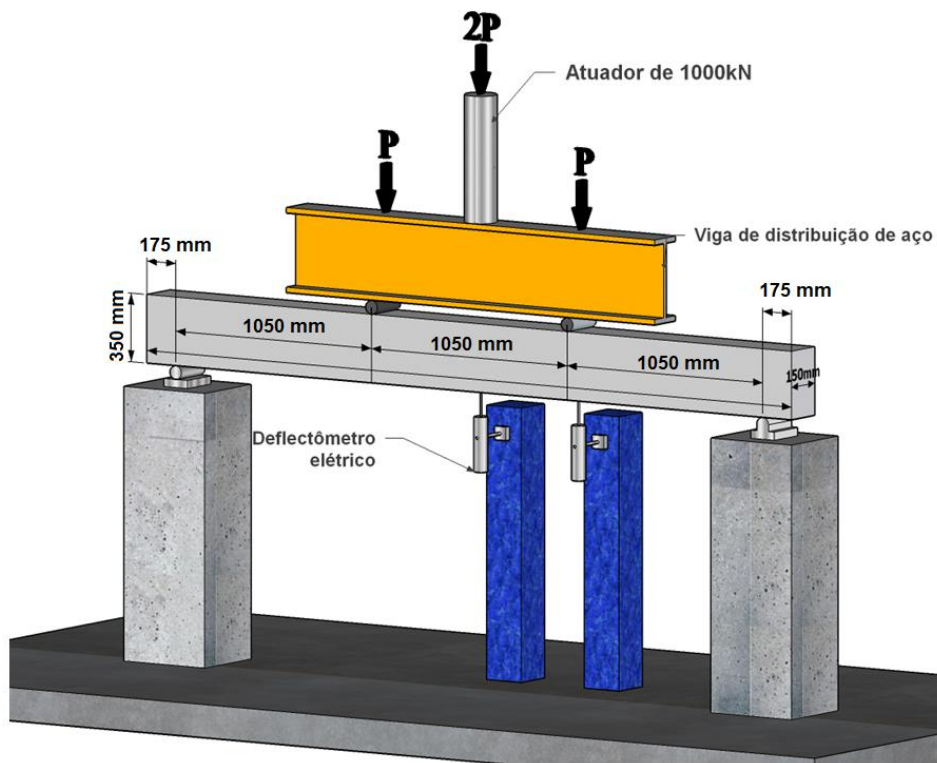
| \emptyset (mm) | f_y (MPa) | f_{st} (MPa) | E_s (GPa) | ε_y^* (‰) |
|------------------|-------------|----------------|-------------|-----------------------|
| 5,0 | 637 | 718 | 190 | 4,2 |
| 6,3 | 573 | 695 | 185 | 3,5 |
| 16,0 | 572 | 730 | 238 | 2,4 |
| 25,0 | 596 | 735 | 213 | 2,8 |

3.2.3. Características geométricas e estruturais

As vigas tinham dimensões de 3,50 m de comprimento e seção retangular de 15 cm x 35 cm de modo que $b \geq 2h$. As 12 vigas de concreto armado foram divididas em quatro conjuntos e ensaiadas, com os apoios distando entre si de 3,15 m, sendo de 1º e 2º gêneros. As Figura 3.2 a Figura 3.4 mostram, respectivamente, o esquema de ensaio, dimensões das vigas e o detalhamento das vigas ensaiadas.



(a) em elevação



(b) em perspectiva

Figura 3.2: Esquema de ensaio.

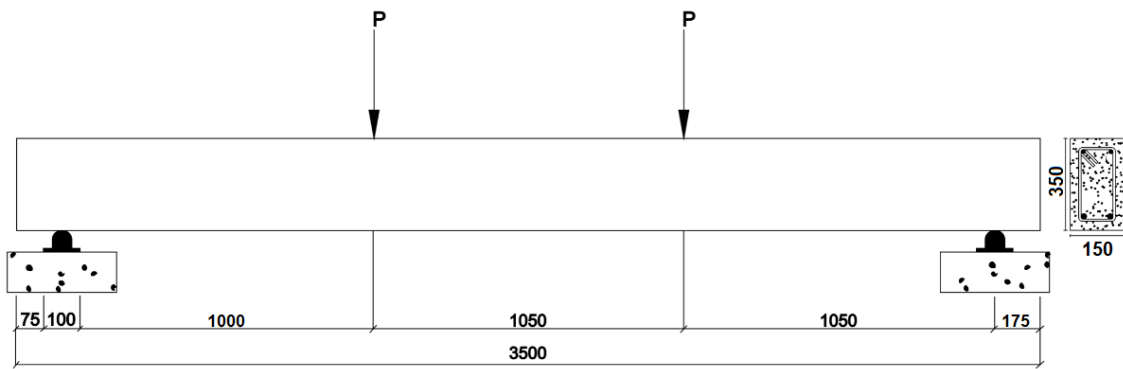


Figura 3.3: Dimensões das vigas.

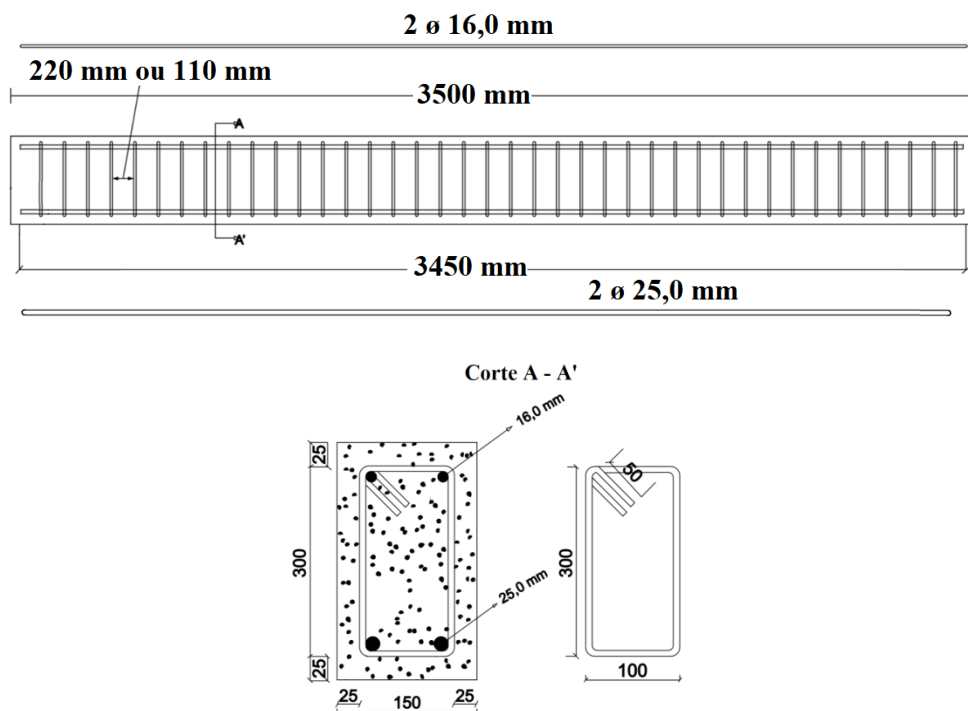


Figura 3.4: Detalhamento da armadura das vigas.

3.2.4. Formas

As formas foram confeccionadas na empresa PREMAG. Para a montagem das formas, utilizaram-se perfis metálicos tipo C de 150 mm de altura e placas de compensado plastificado de 20 mm de espessura. O piso do pátio em concreto liso foi usado como base para as mesmas. Para facilitar o processo de desmoldagem, foi aplicada uma camada de óleo mineral na superfície interna das formas. A Figura 3.5 mostra as formas montadas e instaladas.



Figura 3.5: Formas utilizadas na concretagem.

3.2.5. Concretagem

Utilizaram-se nas vigas concreto usinado fornecido pela empresa PREMAG, concebido para alcançar resistência média à compressão de 40 MPa aos 28 dias. Todas as 12 vigas foram concretadas no mesmo dia.

O concreto foi fabricado por meio de uma central de concreto, com dois misturadores de ação intensiva, e transportado por meio de caminhão betoneira.

O adensamento do concreto foi realizado imediatamente após o seu lançamento, com o uso de vibradores de imersão com 25 mm de diâmetro. A Figura 3.6 mostra o processo de lançamento e aplicação do concreto.



Figura 3.6: Processo de concretagem das vigas.

3.2.6. Instrumentação

3.2.6.1. Extensômetros elétricos de resistência

Após a montagem das armaduras, uma das barras longitudinais de tração de cada viga foi instrumentada no seu meio de vão com a colagem de dois extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*) com base de medição de 5 mm diametralmente opostos e também em dois estribos no meio de um dos vãos de cisalhamento, conforme posições indicadas na Figura 3.7.

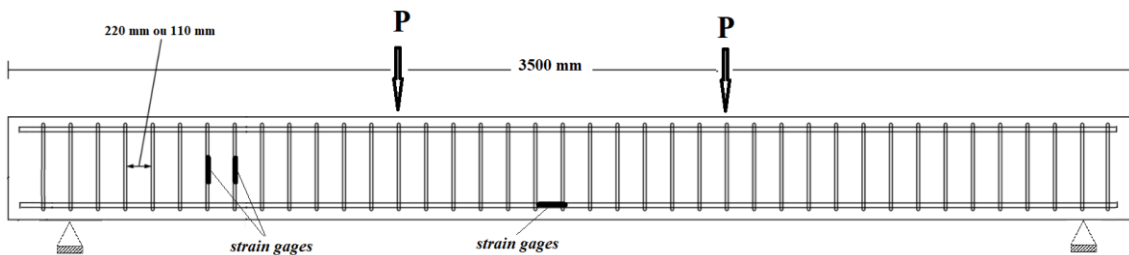


Figura 3.7: Posição dos extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*) nas vigas.

A instrumentação é apresentada na Figura 3.8. Os extensômetros elétricos de resistência utilizados nas armaduras das vigas foram da marca KYOWA, tipo KFG-5-120-C1-11.



Figura 3.8: Extensômetros elétricos na armadura de aço.

Após a colocação da viga sobre os apoios, antes do ensaio, procedeu-se a sua instrumentação com um extensômetro elétrico de resistência com base de medição de 80 mm, da marca KYOWA e tipo KC-80-120-A1-11, no bordo superior da face lateral, na seção do meio do vão, com a finalidade de medir as deformações específicas do concreto à compressão (v. Figura 3.9).

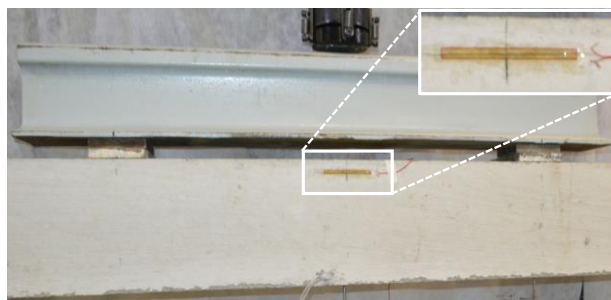


Figura 3.9: Extensômetro elétrico de resistência colado no concreto.

3.3. Ensaio das vigas

3.3.1. Ensaio estático

As vigas foram ensaiadas à flexão a quatro pontos até a sua ruptura, conforme esquema de ensaio da Figura 3.2. As vigas foram posicionadas, respeitando o esquema estrutural, sobre blocos de concreto armado rígidos e centrados em relação ao pistão hidráulico da marca MTS de 1000 kN de capacidade. Na Figura 3.10, a viga está posicionada no pórtico.



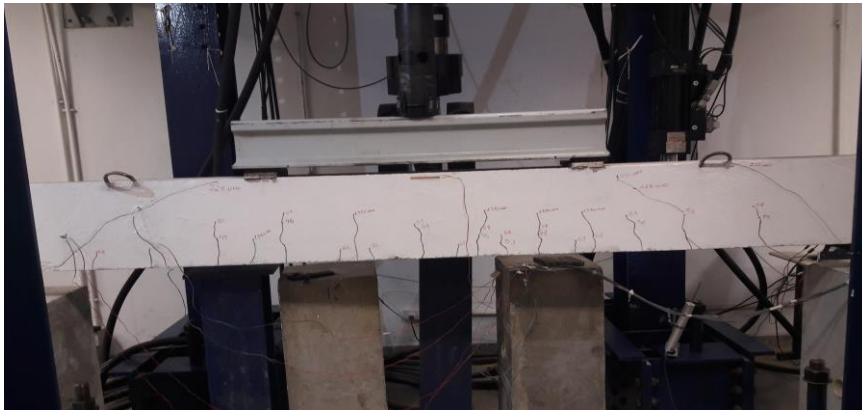
Figura 3.10: Viga posicionada no pórtico.

Após o posicionamento das vigas, foi conectado um sistema de aquisição de dados ADS 2002, condicionador AI-2164 da marca LYNX (ver Figura 3.11), aos extensômetros elétricos.

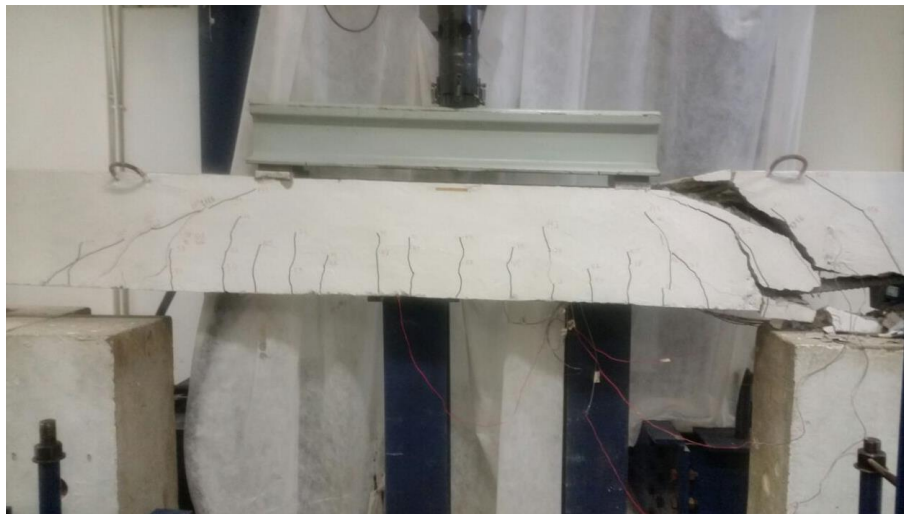


Figura 3.11: Equipamento para aquisição de dados da marca Lynx.

Antes do início do ensaio, realizou-se a calibragem dos extensômetros. O carregamento foi aplicado a uma velocidade média de 4 kN por minuto até a ruptura da viga. Enquanto a viga foi carregada, realizou-se a leitura de fissuras na face lateral dianteira da viga. Após a ruptura, a viga foi mantida sob carregamento para identificação das fissuras e fotos (Figura 3.12).



(a) leitura de fissuras durante o carregamento



(b) viga posicionada sob carregamento na prensa ao final do ensaio (pós ruptura).

Figura 3.12: Realização dos ensaios.

3.3.2. Ensaio de fadiga

Os ensaios de fadiga foram realizados segundo o mesmo esquema estrutural dos ensaios estáticos e mesmo atuador hidráulico da marca MTS (*Material Test System*) com capacidade máxima de 1000 kN. O carregamento repetido foi aplicado com uma

carga mínima correspondente a 10% da carga de ruptura, adotou-se a frequência de 4,0 Hz, valor próximo dos trabalhos pesquisados e a relação de tensão, RT, foi de 50% e 60% de acordo com a viga. O equipamento do ensaio é apresentado na Figura 3.13 e na Figura 3.14.



Figura 3.13: Pórtico e atuadores.



Figura 3.14: Controladora dos atuadores.

Para as vigas que não romperam após dois milhões de ciclos no ensaio de fadiga, interrompeu-se o ensaio e realizou-se o ensaio estático descrito no item 3.3.1 para determinar a perda de resistência após o ensaio de fadiga.

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E ANÁLISE

4.1. Introdução

O presente capítulo apresenta e analisa os resultados obtidos no programa experimental descrito no Capítulo 3 deste trabalho.

A Tabela 4.1 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios estáticos e de fadiga. Na Tabela 4.1, P_{\min} é a menor carga aplicada pelo atuador hidráulico na viga de concreto no ensaio de fadiga, P_{\max} é a maior carga aplicada na viga para o ensaio de fadiga, P_u é a carga última de ruptura da viga no ensaio estático, RT é a relação entre cargas P_{\max} / P_u , e P'_u é a carga última de ruptura da viga após ensaio de fadiga e depois de dois milhões de ciclos.

Tabela 4.1: Resumo dos resultados dos ensaios estáticos e de fadiga.

| Conjunto | P_{\min} (kN) | P_{\max} (kN) | RT | P_u (kN) | P'_u (kN) | Ensaio | Modo de ruptura |
|----------|--------------------|--------------------|------|---------------|----------------|----------|-----------------|
| E1-1 | | | | 99,72 | | Estático | Por cortante |
| F1-2 | 9,97 | 49,86 | 0,50 | | 102,7 | Fadiga | Por cortante |
| F1-3 | 9,97 | 59,83 | 0,60 | | 109,0 | Fadiga | Por cortante |
| E2-1 | | | | 224,0 | | Estático | Por cortante |
| F2-2 | 22,4 | 112,0 | 0,50 | | 207,3 | Fadiga | Por cortante |
| F2-3 | 22,4 | 134,4 | 0,60 | | 205,5 | Fadiga | Por cortante |
| E3-1 | | | | 194,0 | | Estático | Por cortante |
| F3-2 | 19,4 | 97,0 | 0,50 | | 184,7 | Fadiga | Por cortante |
| F3-3 | 19,4 | 116,4 | 0,60 | | 184,5 | Fadiga | Por cortante |
| E4-1 | | | | 318,82 | | Estático | Por cortante |
| F4-2 | 31,82 | 159,41 | 0,50 | | 299,0 | Fadiga | Por cortante |
| F4-3 | 31,82 | 191,29 | 0,60 | | 312,8 | Fadiga | Por cortante |

4.2. Resultados dos ensaios estáticos

O aspecto pós-ruptura das vigas ensaiadas estaticamente é apresentado na Figura 4.1 a Figura 4.4.



Figura 4.1: Ruptura viga E1-1.



Figura 4.2: Ruptura viga E2-1.



Figura 4.3: Ruptura viga E3-1.



Figura 4.4: Ruptura viga E4-1.

A realização dos ensaios estáticos teve como objetivo obter a carga última de ruptura para utilizar na relação entre a carga máxima e mínima aplicada em um ensaio de fadiga. Todas as vigas romperam por cortante.

De acordo com a Tabela 4.1, as cargas de rupturas seguiram a ordem das taxas de armadura transversal, sendo que, para a menor taxa, correspondeu o menor valor, enquanto, para a maior taxa, foi obtido o maior valor. A carga de ruptura da viga sem estribos, viga E1-1, correspondeu a 31,38% da maior carga, E4-1.

Na viga E1-1, que faz parte do conjunto de vigas sem estribos ocorreu uma ruptura frágil por cisalhamento. A ruptura ocorreu após o desenvolvimento completo de uma fissura diagonal.

Em todas as vigas durante a primeira parte do ensaio foram formadas as primeiras fissuras de flexão para valores de carga relativamente baixos, em torno de 30% - 40% da carga de ruptura. Essas fissuras eram praticamente verticais no início, mas à medida que a carga aplicada aumentava as fissuras próximas aos apoios aumentavam seu comprimento, tornando-se mais inclinadas. Para valores de carga próximos à ruptura, as fissuras de flexão localizadas na zona central não aumentaram seu comprimento, sendo as fissuras mais próximas aos apoios, fissuras inclinadas, que provocaram a ruptura. Nas vigas com estribos, a armadura transversal suportou a carga até a ruptura completa do aço.

Na Tabela 4.2, são apresentados os resultados das cargas de ruptura experimentais (P_{exp}) e calculadas (P_{calc}). A carga da 1ª fissura, em todas as vigas, foram fissuras de flexão e a carga da 1ª fissura diagonal. Para o valor de P_{calc} , foi utilizado o modelo de cálculo I da NBR 6118:2014, adotando-se ângulo de inclinação dos estribos de 90 graus.

Verificou-se que as vigas tiveram valores experimentais, para cargas de ruptura, muito próximos dos valores calculados. Somente a viga E1-1, que não possui estribo, teve um valor discrepante, cabendo observar que essa viga contou somente com a parcela V_c , resistência ao cisalhamento correspondente ao concreto e armadura longitudinal.

Tabela 4.2: Valores de carga de ruptura experimental e calculado das vigas ensaiadas.

| Viga | P_{exp} (kN) | P_{calc} (kN) | P_{exp}/P_{calc} | 1ª Fissura (kN) | 1ª Fissura diagonal (kN) |
|------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------------------|
| E1-1 | 99,72 | 140,45 | 0,71 | 45,0 | 81,0 |
| E2-1 | 224,0 | 230,3 | 0,97 | 53,0 | 115,0 |
| E3-1 | 194,0 | 203,87 | 0,95 | 55,0 | 111,0 |
| E4-1 | 318,82 | 319,6 | 0,99 | 76,0 | 110,0 |

4.3. Resultado dos ensaios de fadiga

No ensaio de fadiga, o carregamento repetido foi aplicado com uma carga mínima correspondente a 10% da carga última de ruptura e com uma frequência de 4,0 Hz, em

forma de onda senoidal e com amplitude constante. A relação de tensão, RT , foi de 50% e 60% de acordo com a viga.

O aspecto pós-ruptura das vigas ensaiadas à fadiga sob carregamento cíclico é apresentado na Figura 4.5, Figura 4.6, Figura 4.7, Figura 4.8 e Figura 4.9.

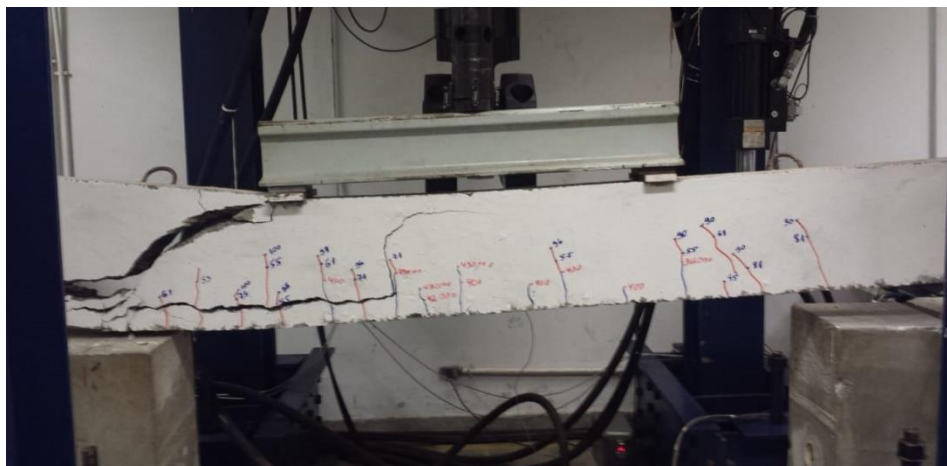


Figura 4.5: Ruptura viga F1-3.



Figura 4.6: Ruptura viga F2-2.

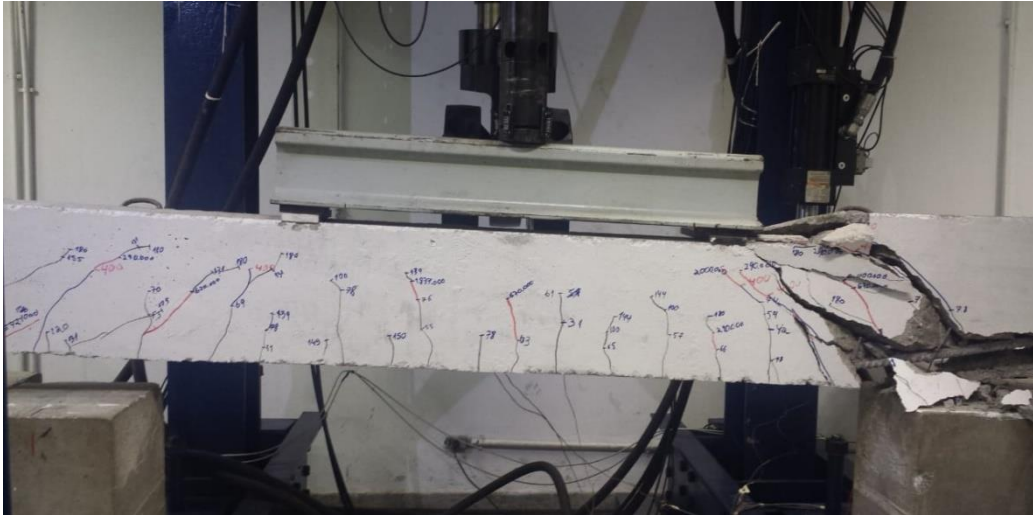


Figura 4.7: Ruptura viga F2-3.



Figura 4.8: Ruptura viga F3-2.

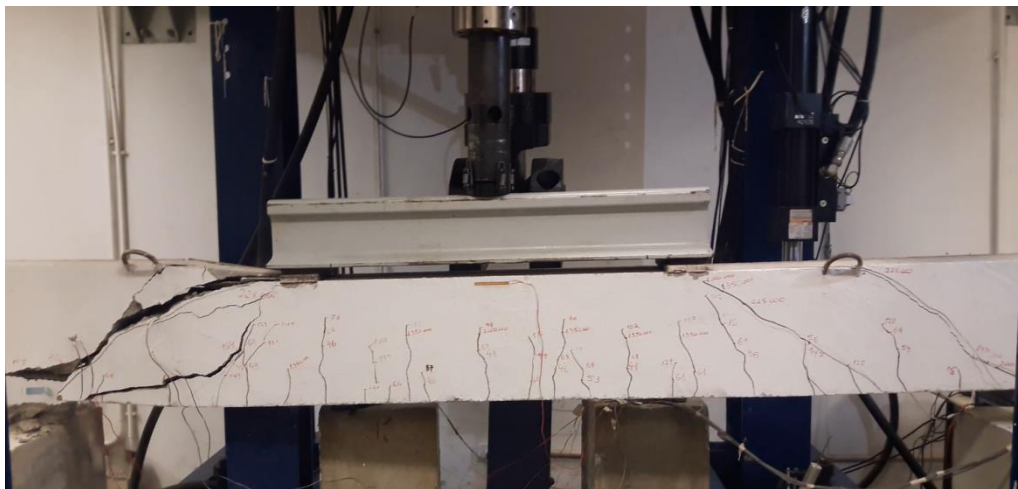


Figura 4.9: Ruptura viga F4-2.

Antes de iniciar o carregamento repetido, é necessário iniciar o carregamento até a viga receber a carga média do ensaio de fadiga e logo depois iniciar os ciclos de carregamento. No início desse carregamento, surgem as primeiras fissuras de flexão, quando a carga atinge de 30% a 40% da carga última de ruptura. Ao longo dos primeiros mil ciclos de carregamento repetido, as fissuras inclinadas começam a aparecer. Após alguns dias de ensaio à fadiga, em torno de um milhão de ciclos, verificou-se, em todas as vigas com estribos, que as fissuras inclinadas possuíam abertura suficiente para praticamente perder o contato entre as faces do concreto, sendo a viga sustentada pelos estribos durante o restante do ensaio à fadiga. Nesse momento, a viga não tinha mais contribuição do concreto na capacidade resistente à força cortante. Todas as vigas suportaram os dois milhões de cargas cíclicas. Logo após o término do ensaio à fadiga, todas as vigas foram rompidas estaticamente.

De acordo com a Tabela 4.1, verificou-se que, com exceção das vigas sem estribos, a carga de ruptura das vigas ensaiadas à fadiga após dois milhões de ciclos diminuiu em relação à carga de ruptura última das vigas ensaiadas estaticamente. A viga F4-2, viga com maior taxa de armadura transversal, apresentou a maior queda com 28,17%, enquanto a viga F3-2, com menor taxa, registrou a menor queda no valor de 4,8%.

Para a viga F1-3, que faz parte do conjunto de vigas sem estribos, a ruptura estática após o ensaio de fadiga ocorreu quando uma das fissuras perto do apoio se propagou em direção ao ponto de aplicação da carga e também surgiu uma nova fissura crescendo na horizontal na direção da armadura longitudinal, conforme pode ser verificado na Figura 4.5.

Nos itens a seguir, são apresentados os resultados experimentais obtidos dos ensaios estáticos e de fadiga, as curvas de deformações dos estribos, da armadura longitudinal e do concreto.

Segue o esquema de localização dos extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*), sendo a Figura 4.10 para vigas sem estribos e a Figura 4.11 para vigas com estribos.

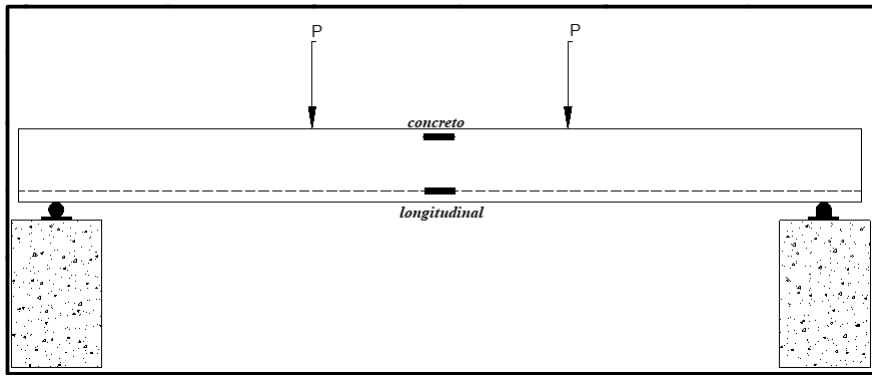


Figura 4.10: Localização dos *strain gages* nas vigas sem estribos.

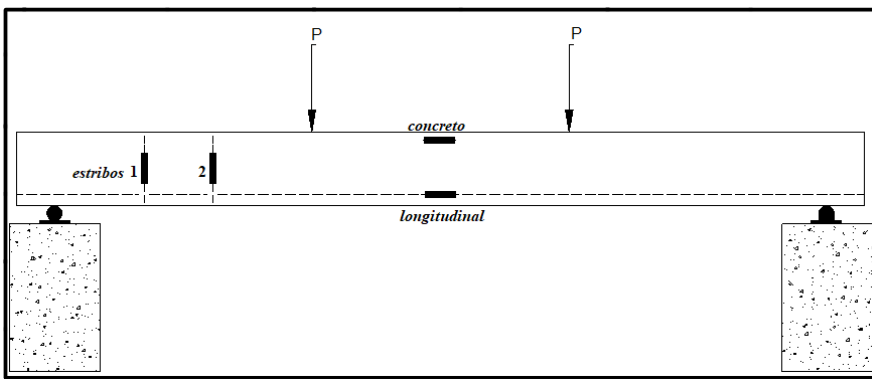


Figura 4.11: Localização dos *strain gages* nas vigas com estribos.

4.4. Deformações: ensaios estáticos

A Figura 4.12, a Figura 4.13, a Figura 4.14 e a Figura 4.15 mostram, em função da carga, as deformações das armaduras e no concreto das vigas ensaiadas estaticamente.

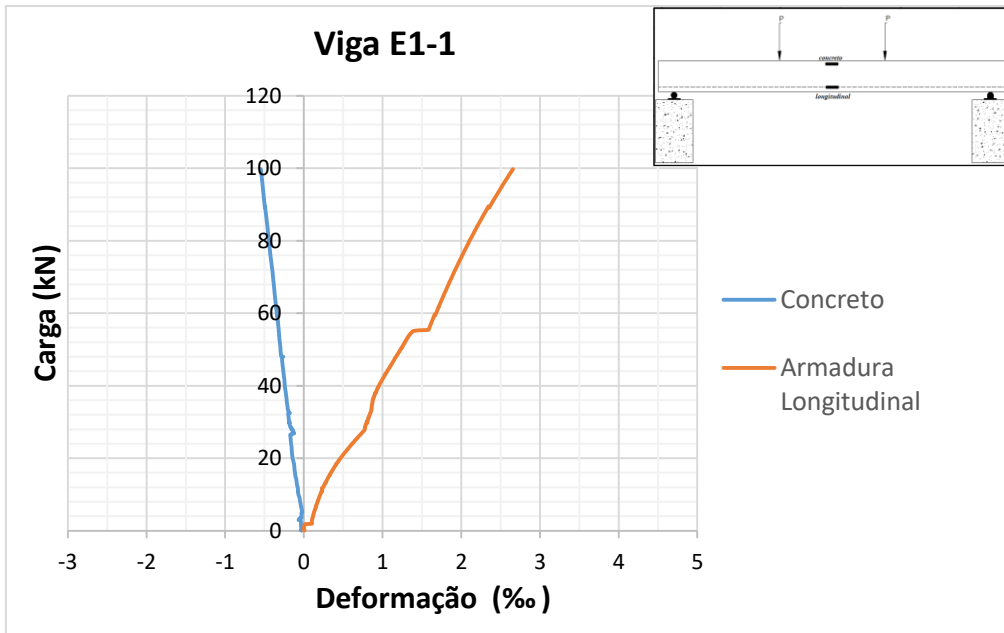


Figura 4.12: Carga x deformação viga E1-1.

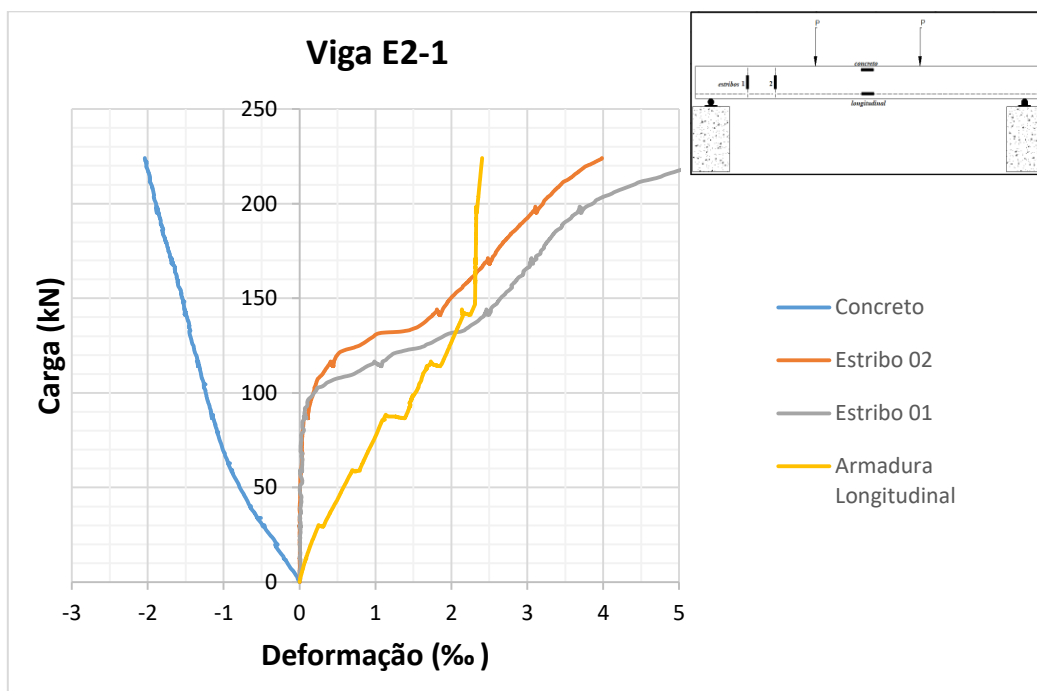


Figura 4.13: Carga x deformação viga E2-1.

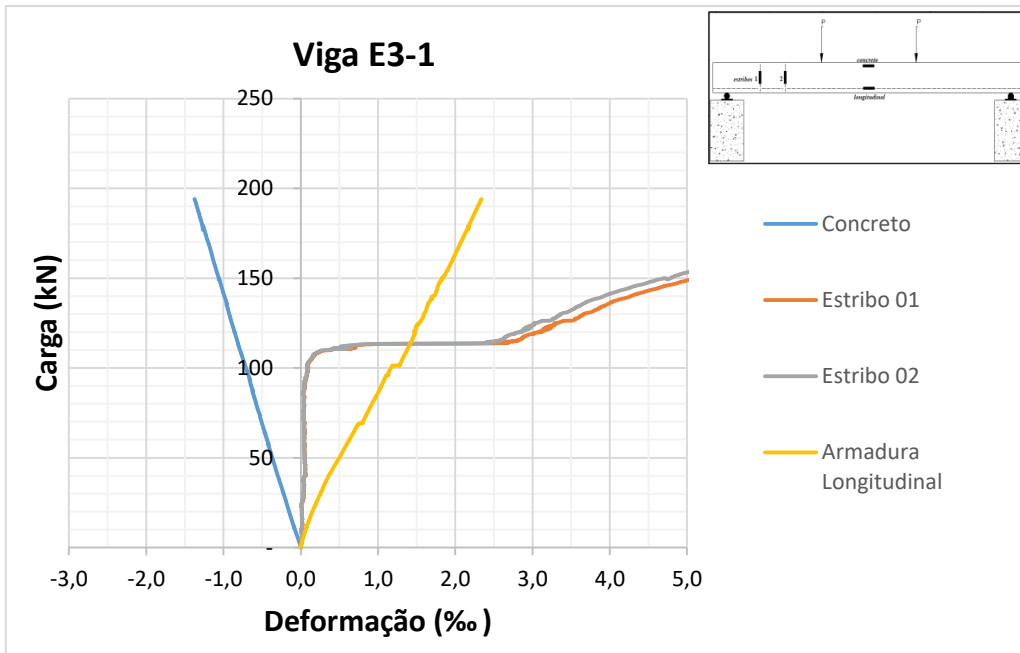


Figura 4.14: Carga x deformação viga E3-1.

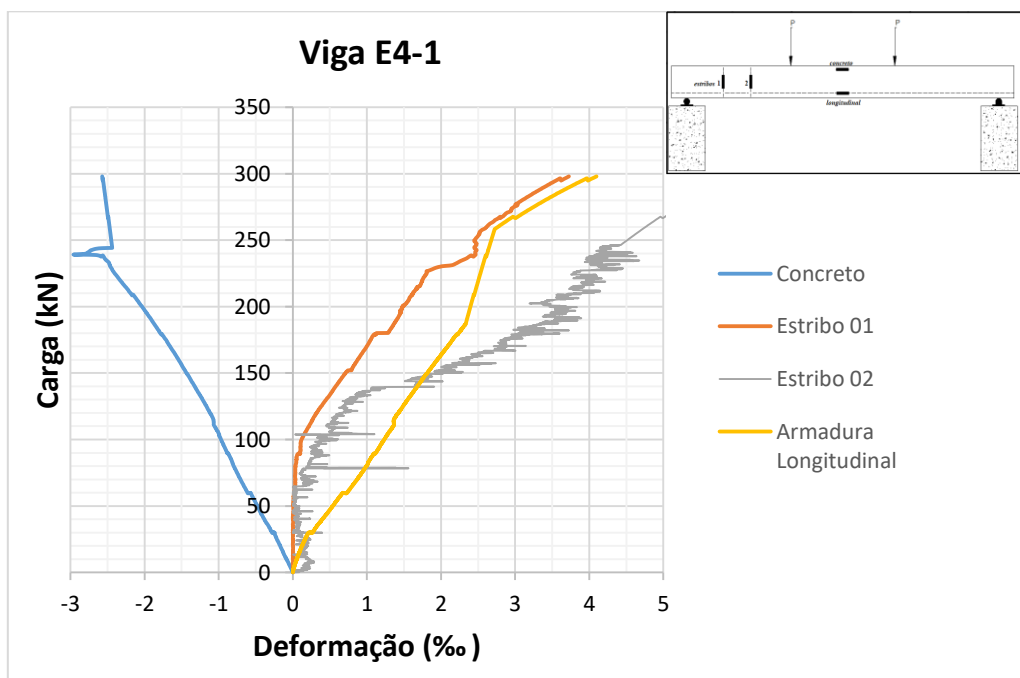


Figura 4.15: Carga x deformação viga E4-1.

Verifica-se, da Figura 4.12 a Figura 4.15, que o comportamento das curvas de deformação do concreto das vigas é similar, sendo a maior deformação encontrada é na viga E4-1, próximo a 3,0%, que constitui a viga com maior taxa de armadura transversal, e, por essa razão, recebeu maior carga. A viga que apresentou menor deformação no concreto foi a viga E1-1, sem estribos, no valor de 1,4%. Nenhuma das vigas apresentou sinais de esmagamento no concreto. As curvas das armaduras longitudinais também tiveram um comportamento similar. Na viga E4-1, a armadura longitudinal chegou a escoar com deformação superior a 4,0%, maior valor entre as vigas, e, em relação às curvas das deformações dos estribos, o estribo 2 aparentemente foi o mais solicitado, principalmente na viga E4-1.

O comportamento das curvas dos estribos apresentam uma deformação quase nula até a carga estar próxima de 100 kN, valor apresentado no ensaio das vigas para o surgimento da fissura diagonal de cisalhamento, conforme pode ser verificado na Tabela 4.2.

4.5. Deformações: ensaios de fadiga

As configurações ilustradas da Figura 4.16 a Figura 4.23 mostram, em função de Log N, as deformações das armaduras e no concreto das vigas ensaiadas à fadiga sob carregamento cíclico.

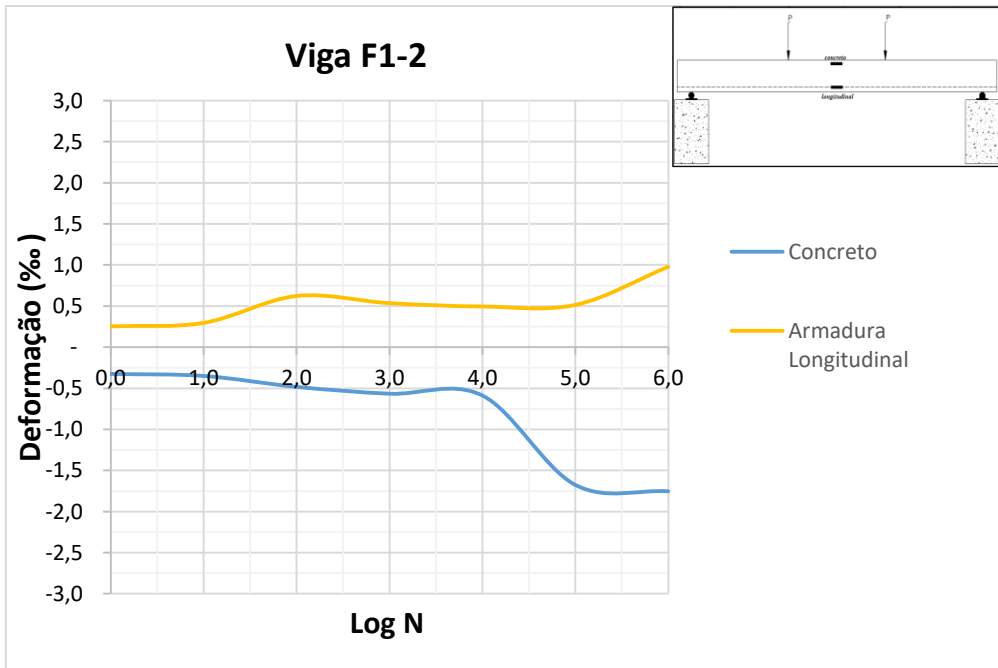


Figura 4.16: Deformação x Log N da viga F1-2.

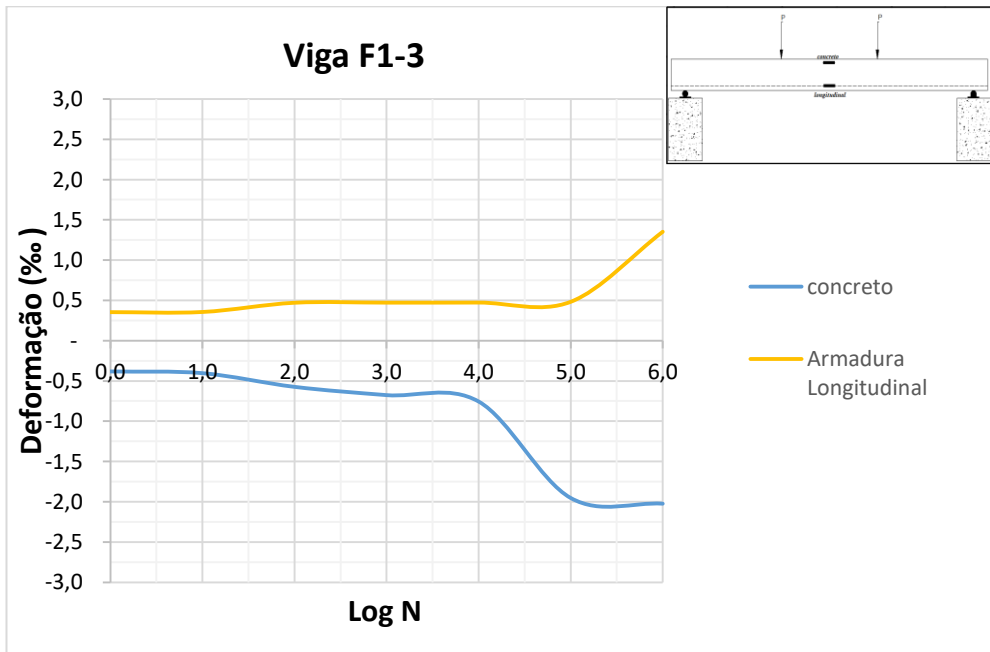


Figura 4.17: Deformação x Log N da viga F1-3.

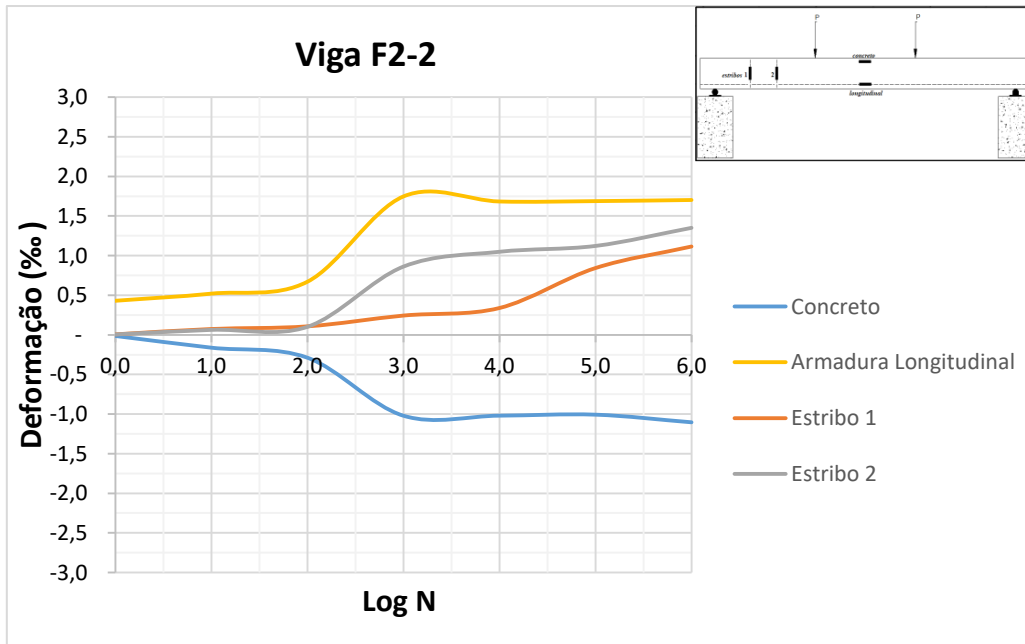


Figura 4.18: Deformação x Log N da viga F2-2.

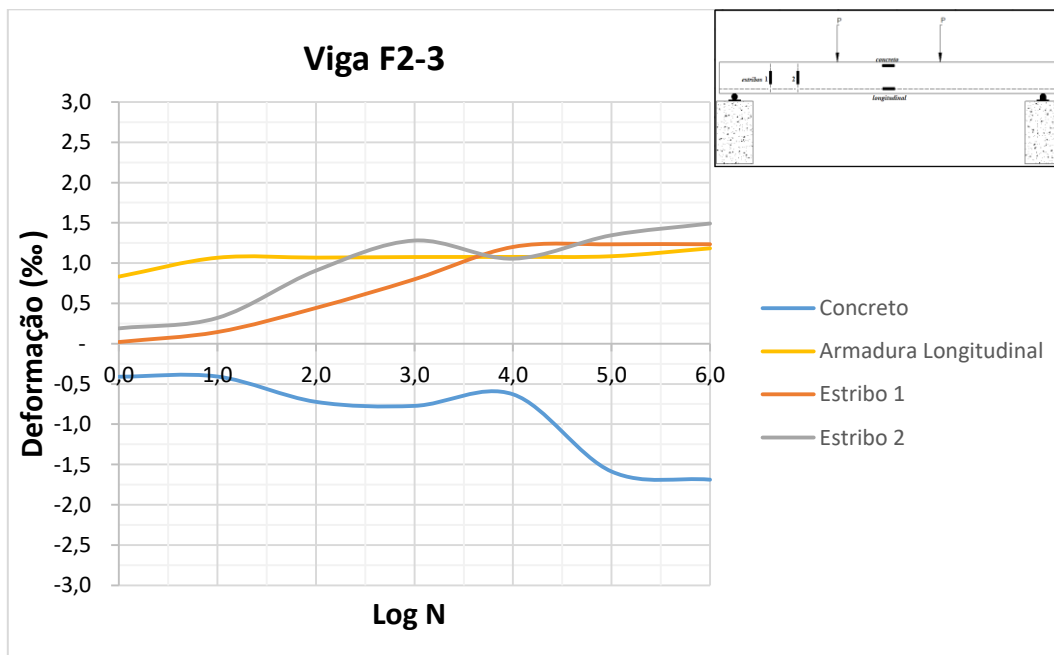


Figura 4.19: Deformação x Log N da viga F2-3.

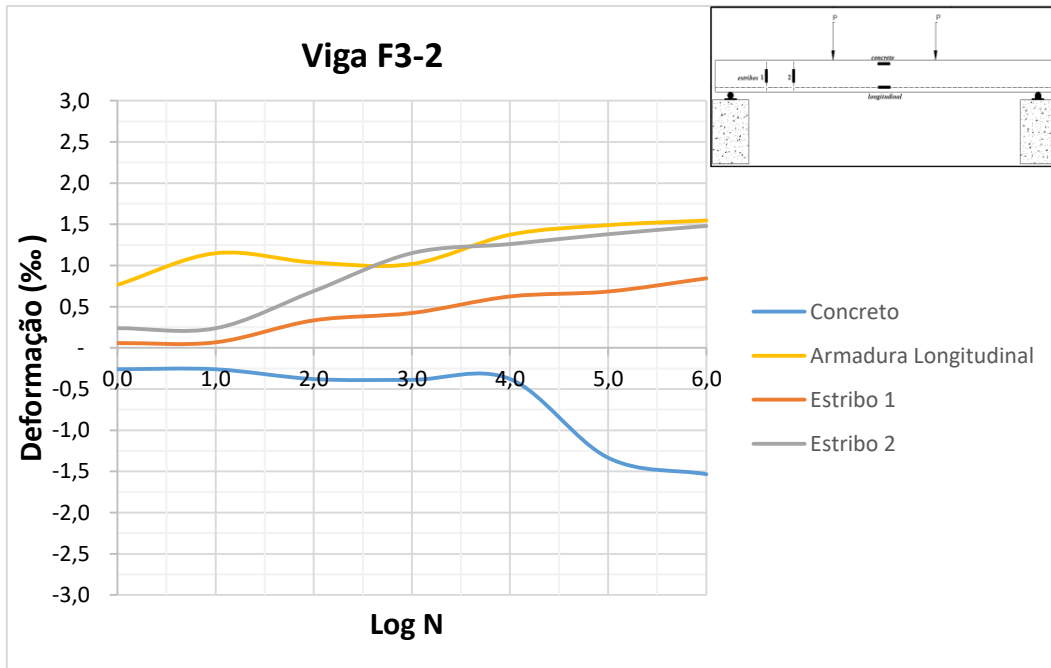


Figura 4.20: Deformação x Log N da viga F3-2.

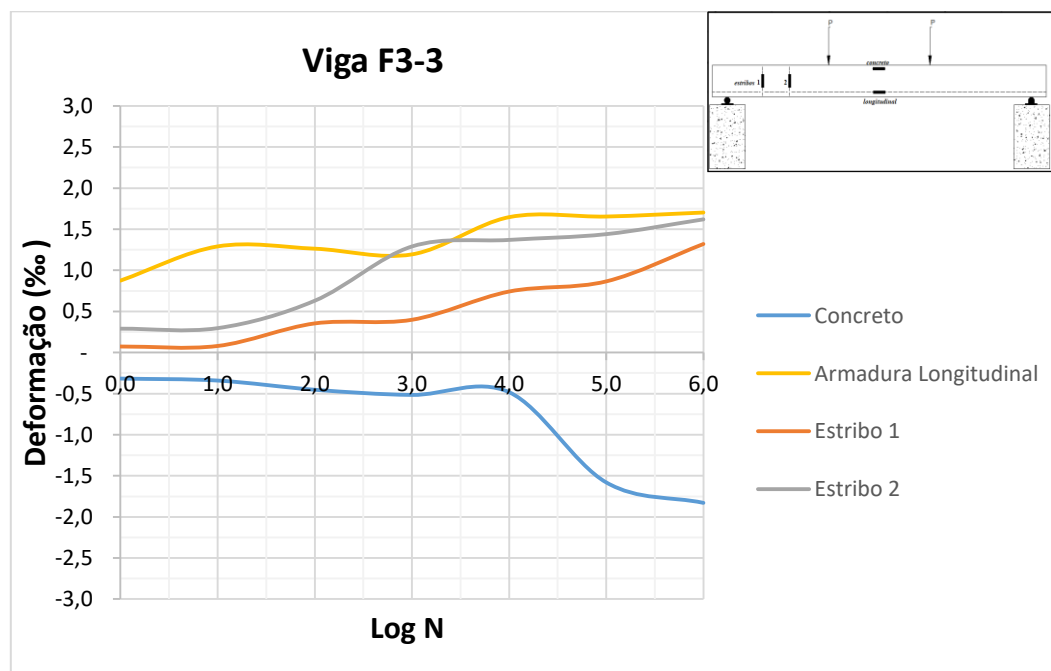


Figura 4.21: Deformação x Log N da viga F3-3.

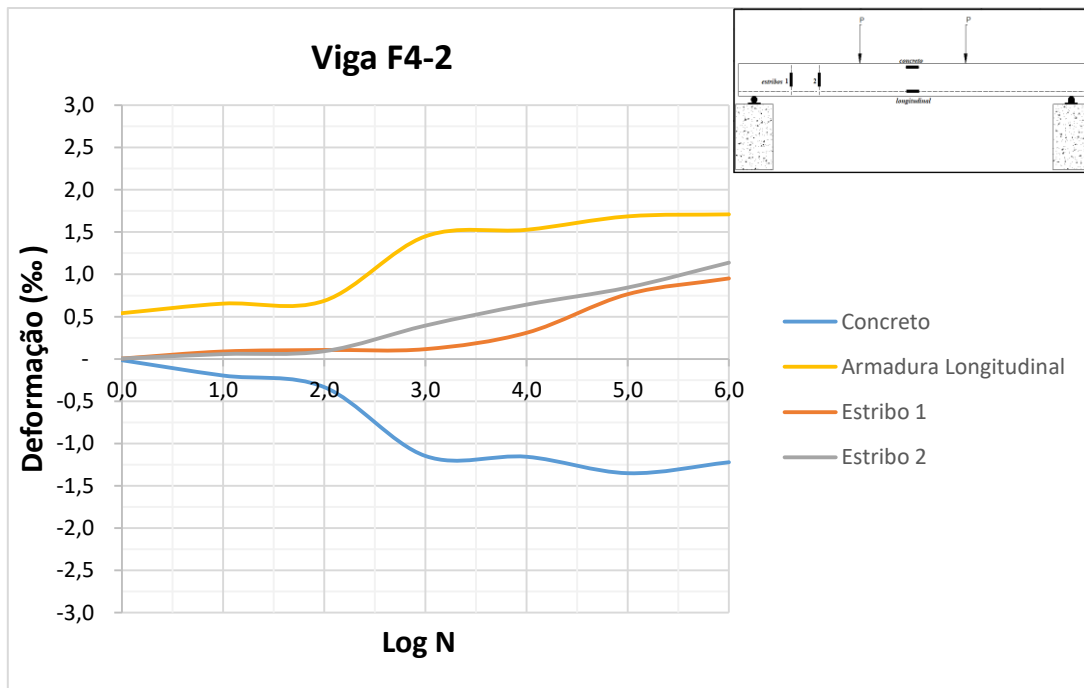


Figura 4.22: Deformação x Log N da viga F4-2.

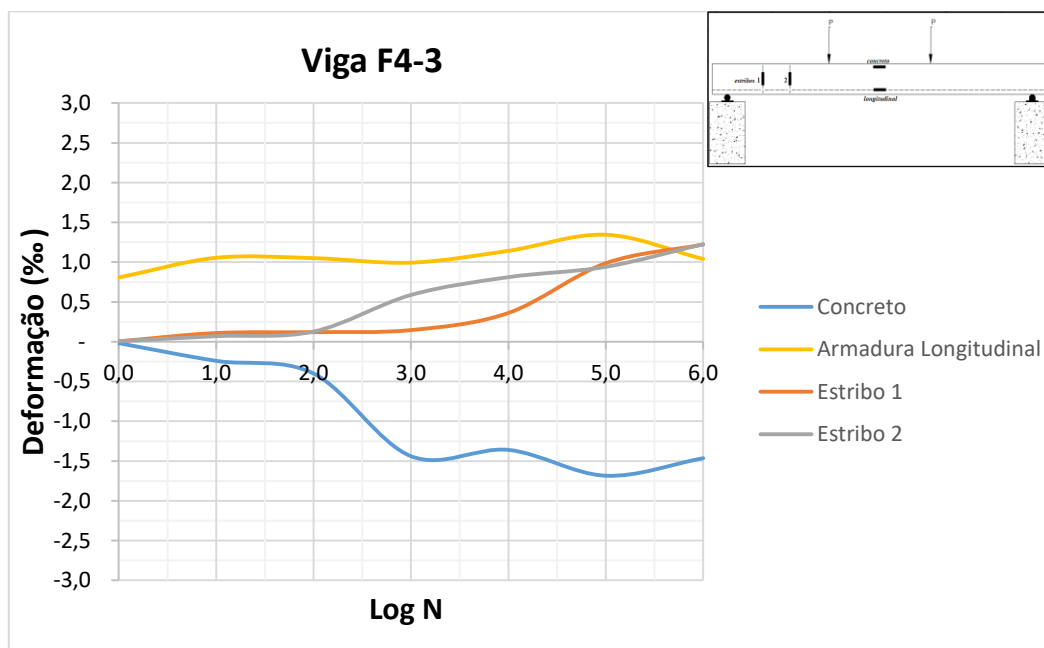


Figura 4.23: Deformação x Log N da viga F4-3.

Verifica-se, da Figura 4.16 a Figura 4.23, que os comportamentos das curvas de deformação das vigas F1-2 e F1-3 são similares. As duas vigas estão sem estribos. A viga F1-3 apresentou maiores deformações tanto na armadura longitudinal quanto no

concreto, consequência provavelmente do maior carregamento que recebeu, conforme pode ser verificado na Tabela 4.1.

Observa-se que, ao aumentar o número de ciclos de cargas repetidas, as deformações dos estribos foram mudadas continuamente, como mostrado da Figura 4.18 a Figura 4.23. Geralmente, as deformações dos estribos e das armaduras longitudinais estão aumentando, mas as deformações dos estribos tendem a diminuir temporariamente ou estabilizar como resultado da formação de fissuras diagonais.

As vigas F2-2 e F2-3, Figura 4.18 e Figura 4.19, respectivamente, apresentaram comportamento semelhante, exceto o estribo 1 da viga F2-2. O concreto na viga F2-3 teve a maior deformação, superior a 1,5‰. A armadura longitudinal na viga F2-2 teve uma deformação constante até cerca de 100 ciclos e depois iniciou uma ascendente, mantendo as deformações no mesmo patamar, pouco superior a 1,5‰, até o final dos dois milhões de ciclos. O estribo 2 teve comportamento semelhante nas duas vigas. Já o estribo 1 da viga F2-2 teve valores menores que 0,5‰ até atingir cerca de 10.000 ciclos e depois começou a aumentar as deformações. Nenhum dos estribos atingiu o patamar de escoamento da armadura.

Nas vigas F3-2 e F3-3, Figura 4.20 e Figura 4.21, o concreto teve um comportamento quase idêntico. Somente no final a deformação do concreto da viga F3-3 teve um valor um pouco maior que 1,5‰, valor da deformação do concreto da viga F3-2. As armaduras longitudinais e transversais também tiveram um comportamento similar, porém o estribo 2 da viga F3-2 apresentou uma deformação muito próxima da viga F3-3, que recebeu uma carga máxima no cortante de 20% superior. O estribo 1 da viga F3-3 apresentou uma deformação maior ao final do ensaio à fadiga, como esperado. Nenhum dos estribos atingiu o patamar de escoamento da armadura.

As vigas F3-2 e F3-3, que são as vigas com menores taxa de armadura transversal, apresentaram deformações ligeiramente maiores em comparação com as vigas com estribo. Verifica-se, entre as vigas com estribos, que o estribo 2 em quase todas as vigas é o estribo mais solicitado. Esse fato ocorre por ser o estribo que está no meio de um dos vãos de cisalhamento.

As vigas F4-2 e F4-3, Figura 4.22 e Figura 4.23, respectivamente, apresentaram comportamento semelhante. O concreto na viga F4-3 teve a maior deformação e foi superior a 1,5‰ quando tinha cerca de 100.000 ciclos; depois, o valor da deformação teve uma queda. A armadura longitudinal das duas vigas teve deformações constantes no início do ensaio à fadiga, sendo que, na viga F4-2, as deformações iniciaram uma ascendente depois de cerca de 100 ciclos, enquanto, na viga F4-3, mantiveram-se praticamente constantes até o final do ensaio. Os estribos tiveram um comportamento semelhante, sendo que o estribo 2 apresentou valores ligeiramente maiores na viga F4-3, e nenhum dos estribos atingiu o patamar de escoamento da armadura.

Observa-se que as vigas F4-2 e F4-3 apresentaram valores de deformações nos estribos, em geral, menores do que das outras vigas com estribos, provavelmente pelo fato dessas vigas possuírem as maiores taxas de armadura transversal, porém os valores não foram tão menores como esperado, sabendo que as vigas F4-2 e F4-3 têm taxa de armadura, $\rho_w = 0,378\%$, um pouco mais do que 3 vezes a taxa de armadura transversal da menor, $\rho_w = 0,119\%$, viga F3-2 e F3-3.

Verifica-se, também, que as deformações dos estribos permaneceram quase inalteráveis até próximo de $\text{Log } N = 2$, e que, quando se aproximam de $\text{Log } N = 3$, no caso 1000 ciclos, as deformações começam a aumentar, fato observado nos ensaios de fadiga quando surgem as primeiras fissuras diagonais.

A Figura 4.24 mostra, em função de $\text{Log } N$, as deformações do concreto das vigas ensaiadas à fadiga.

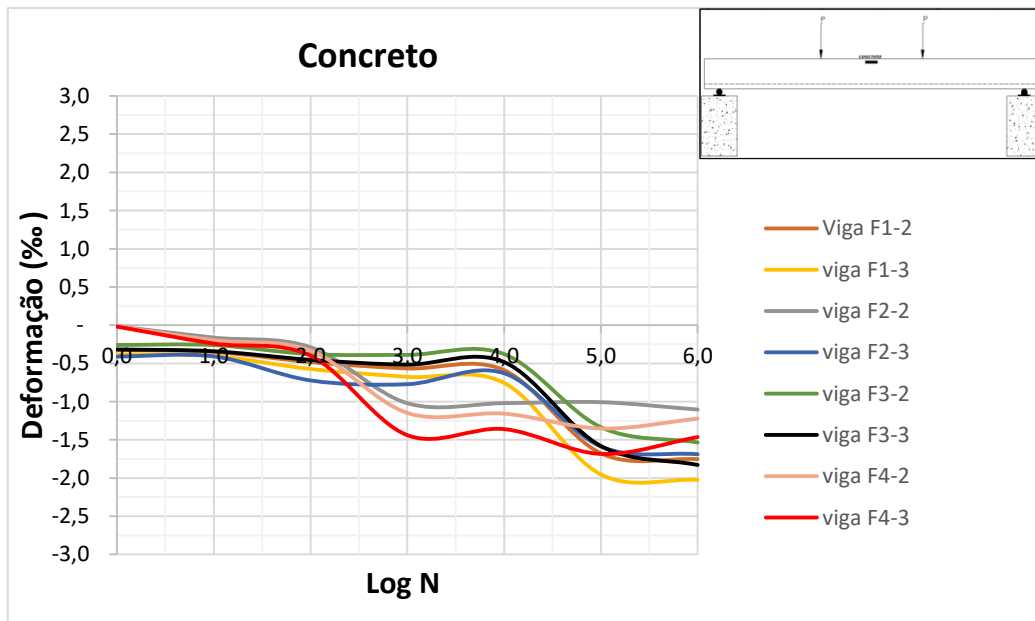


Figura 4.24: Deformação do concreto x Log N.

A Figura 4.25 mostra, em função de Log N, as deformações das armaduras longitudinais das vigas ensaiadas à fadiga.

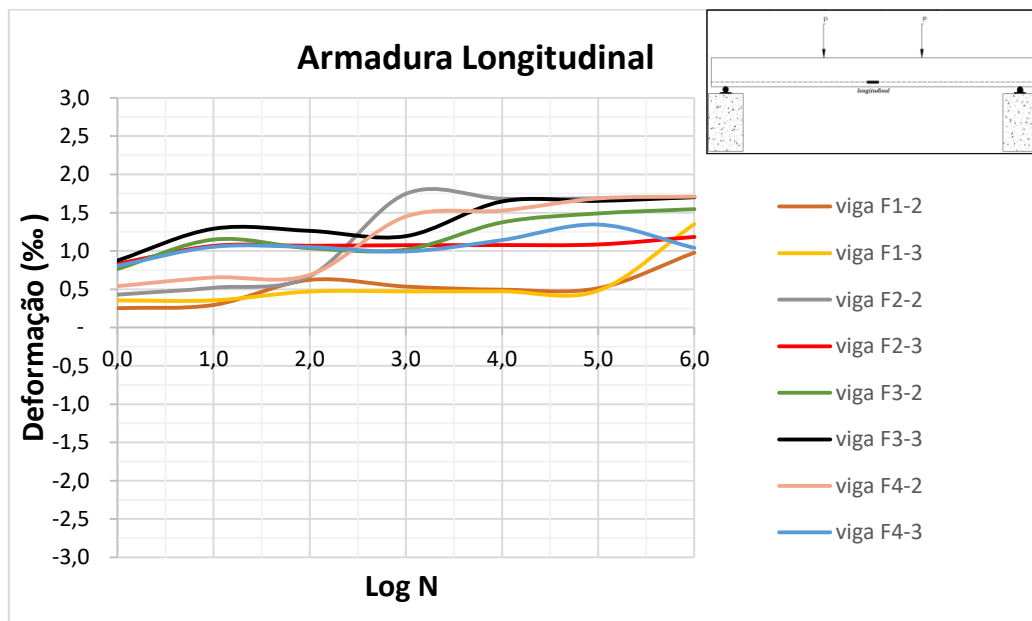


Figura 4.25: Deformação da armadura longitudinal x Log N.

A Figura 4.26 mostra, em função de Log N, as deformações do estribo 1 das vigas ensaiadas à fadiga.

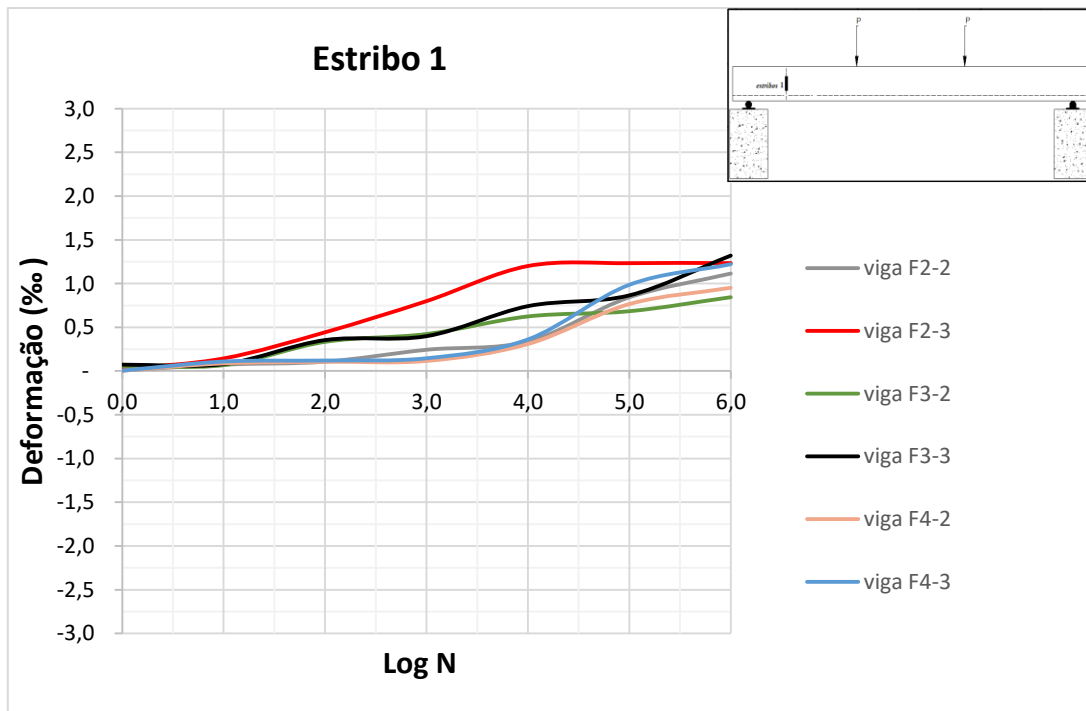


Figura 4.26: Deformação do estribo 1 x Log N.

A Figura 4.27 mostra, em função de Log N, as deformações do estribo 2 das vigas ensaiadas à fadiga.

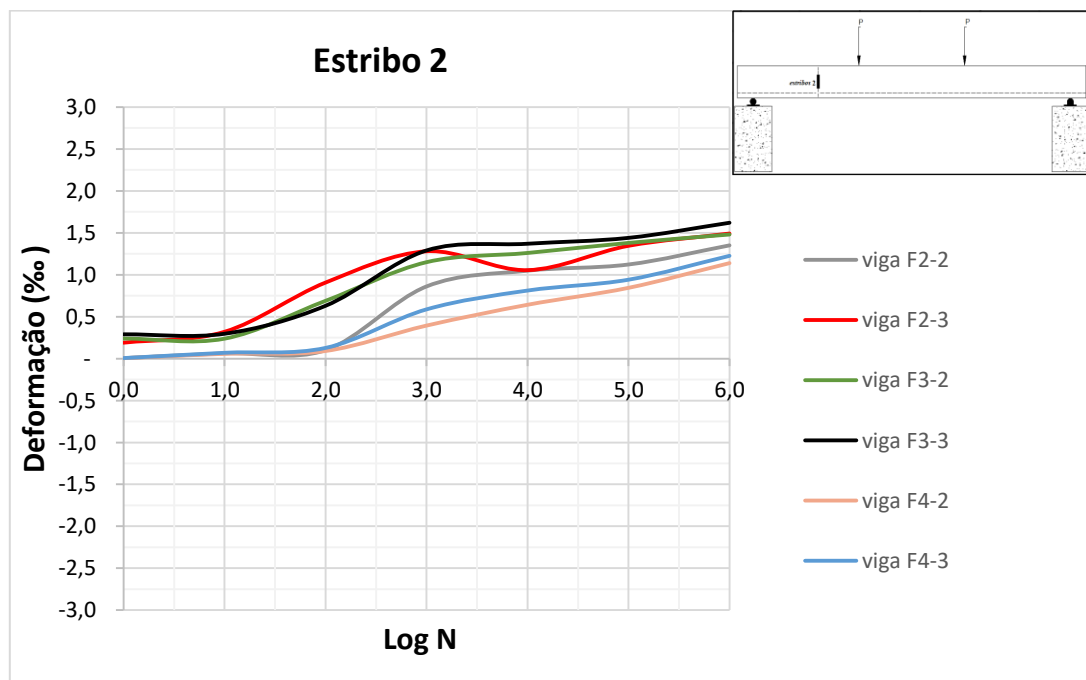


Figura 4.27: Deformação do estribo 2 x Log N.

Observa-se, na Figura 4.24, que quase todas as curvas das deformações do concreto das vigas ensaiadas à fadiga apresentaram um comportamento similar, e principalmente entre $\text{Log } N = 2$ e $\text{Log } N = 4$ e no final do ensaio à fadiga, as vigas tiveram deformações no concreto com valores dispersos.

Na Figura 4.25, verifica-se que as curvas das deformações das armaduras longitudinais mostram um comportamento disperso, mantendo-se quase que com valores constantes após 1000 ciclos de carga repetida, tendo como deformação máxima 1,70 ‰, valor coerente, considerando a taxa de armadura longitudinal em 3,01%.

Na Figura 4.26 e na Figura 4.27, as curvas das deformações dos estribos apresentam um comportamento similar. O estribo 1 tem como valor máximo de deformação 1,32‰ e mínimo de 0,84‰ e o estribo 2, valor máximo 1,62 ‰ e mínimo 0,14‰, os dois estribos tem diferenças entre máximo e mínimos de até 0,5‰. O estribo 1 das vigas ensaiadas apresenta resultados constantes até 1000 ciclos. Após, os resultados para as vigas F2-3, F3-2 e F3-3 indicam um comportamento ascendente. Verifica-se, na Figura 4.27, comparando com a Figura 4.26, que o estribo 2 é o estribo mais solicitado nas vigas, e que, a medida que os ciclos aumentam, a dispersão dos valores também cresce, ocorrência comum em comportamento de estruturas submetidas ao carregamento sob fadiga.

Na mudança da relação de tensão de $RT = 0,5$ para 0,6 na aplicação de carga nos ensaios à fadiga, foi observada pouca influência nas deformações dos estribos.

CAPÍTULO 5 – PROPOSTA DE EQUAÇÃO PARA O CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO DE ESTRIBOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SOB CARREGAMENTO À FADIGA

5.1. Introdução

Neste capítulo, propõe-se uma equação para cálculo da deformação de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga que tiveram por base os resultados dos ensaios do programa experimental deste trabalho e os encontrados na literatura. Foi visto, até agora, a complexidade do comportamento das vigas de concreto armado submetidas à fadiga. Portanto, o modelo proposto, neste trabalho, tem como objetivo ter uma resposta mais ajustada ao comportamento real dos estribos de uma viga de concreto armado sob carregamento de fadiga, mesmo sem se tornar um modelo geral perfeito.

5.2. Análise das equações de FARGAHALY *et al.* (1981) e de UEDA (1982) com as vigas de concreto armado deste trabalho.

Adota-se, nesta seção, a mesma metodologia empregada no Capítulo 2, item 2.12, página 64, para comparar os resultados. Nas ilustrações da Figura 5.1 a Figura 5.6, apresentam-se comparações entre as curvas de deformações dos estribos deste trabalho e as traçadas pelas equações de FARGAHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982).

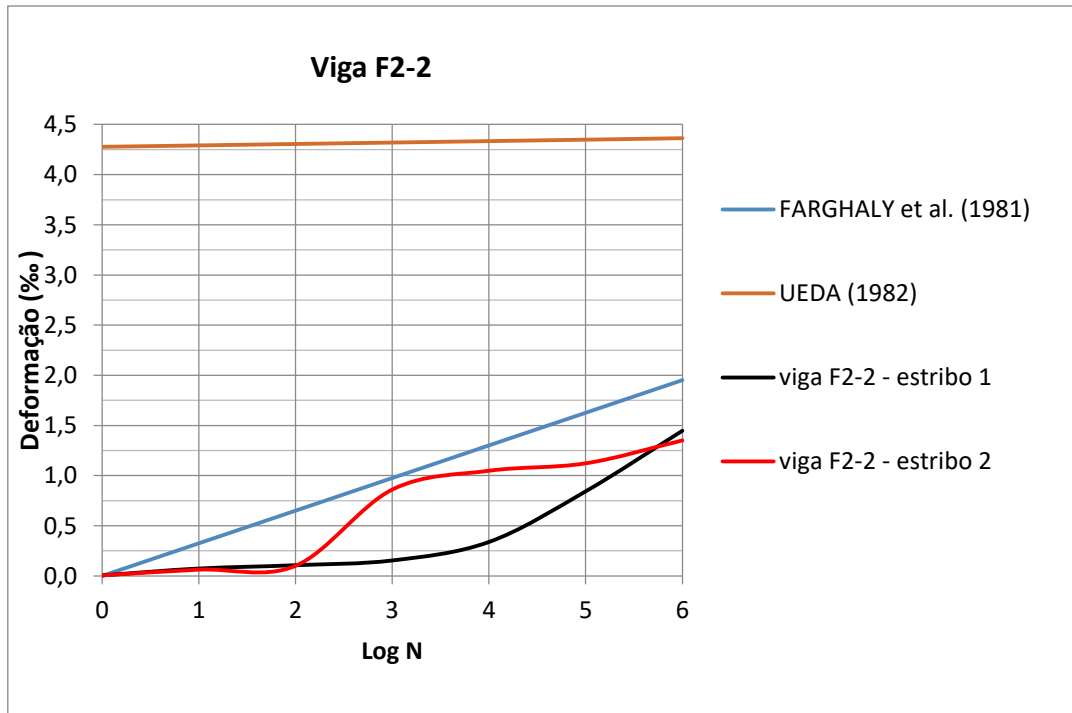


Figura 5.1: Deformações dos estribos da viga F2-2.

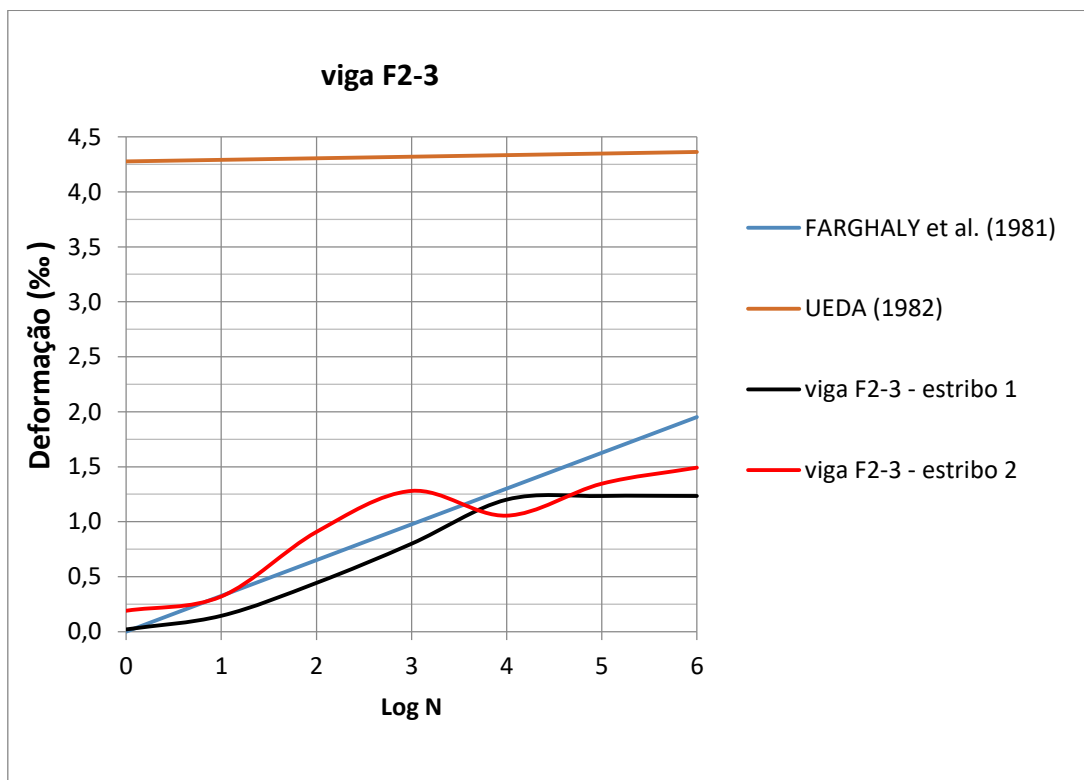


Figura 5.2: Deformações dos estribos da viga F2-3.

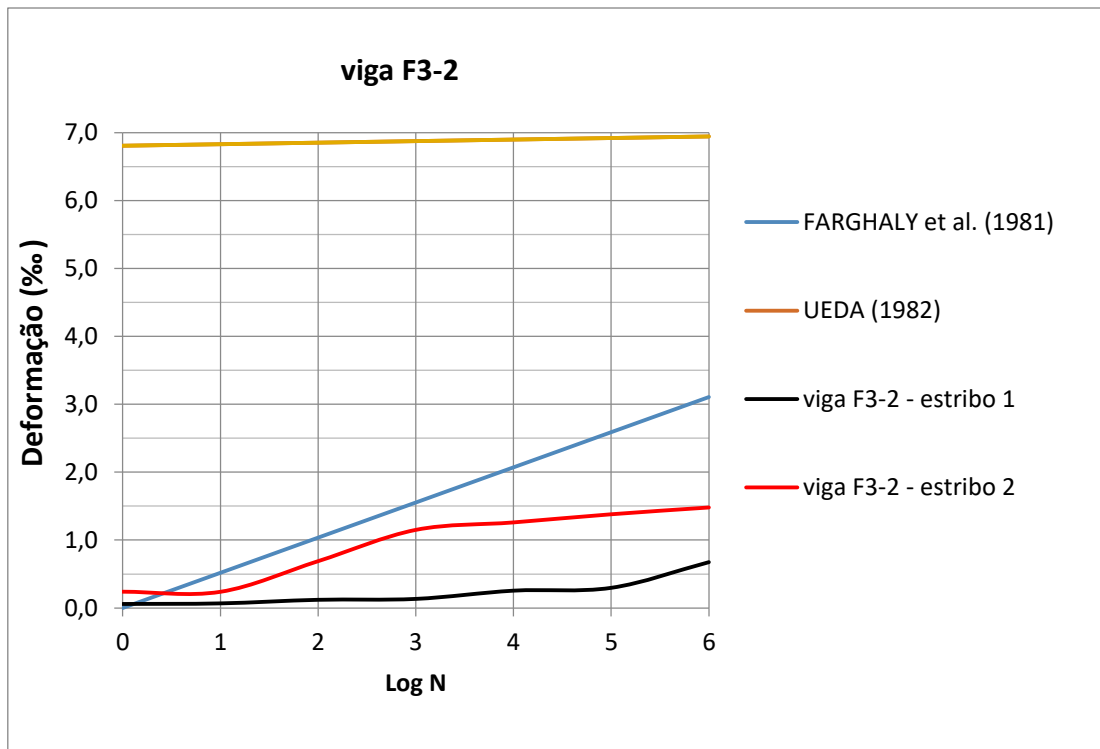


Figura 5.3: Deformações dos estribos da viga F3-2.

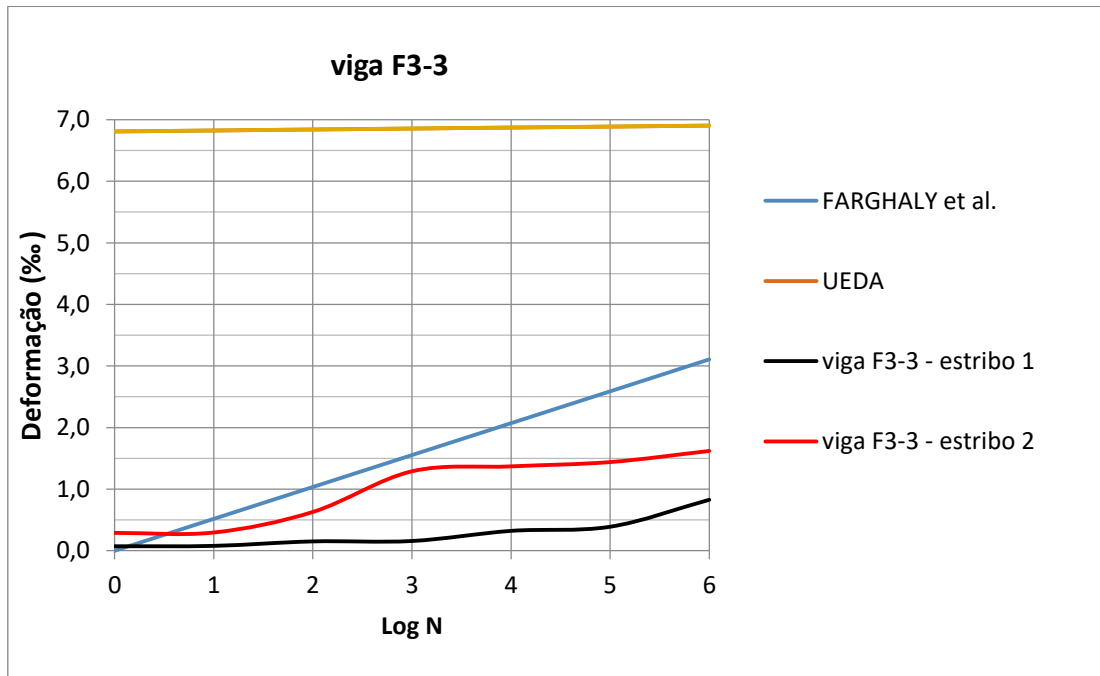


Figura 5.4: Deformações dos estribos da viga F3-3.

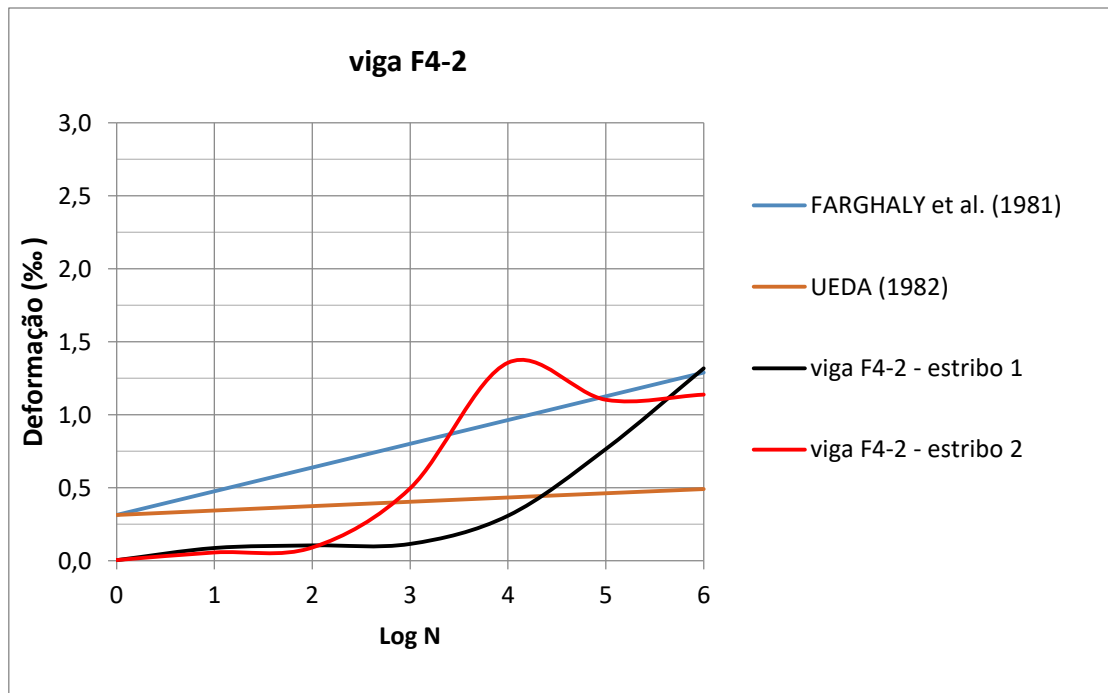


Figura 5.5: Deformações dos estribos da viga F4-2.

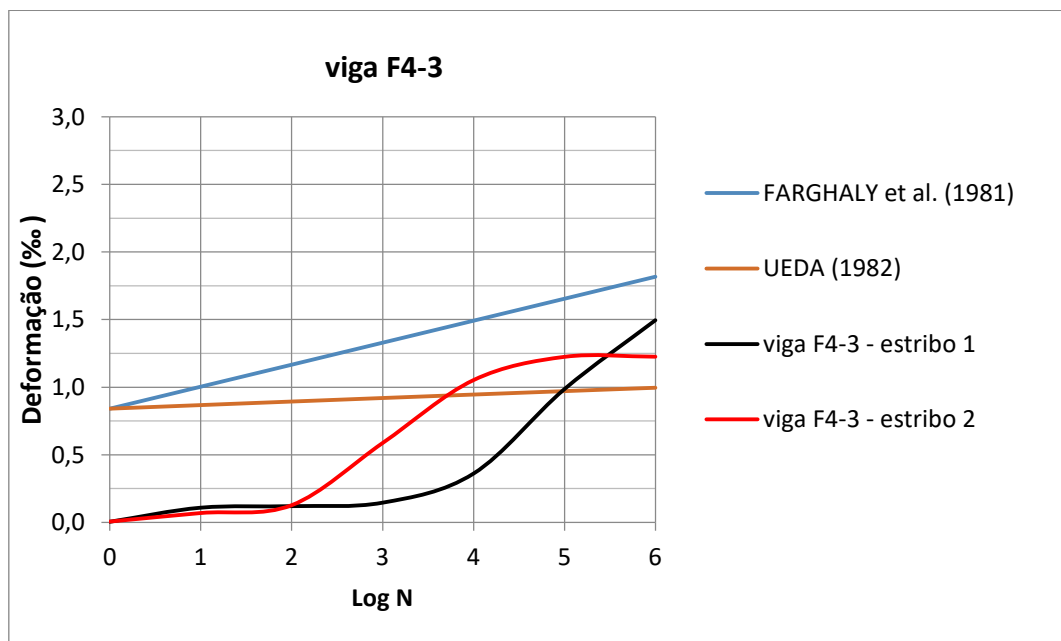


Figura 5.6: Deformações dos estribos da viga F4-3.

Nas vigas F2-2, F2-3, F3-2 e F3-3, Figura 5.1, Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.4, respectivamente, os valores apresentados pela formulação de UEDA (1982) ficaram significativamente fora do esperado. A curva traçada com a formulação de

FARGAHALY *et al.* (1981) para a viga F2-2 apresenta valores maiores e finaliza ainda com uma diferença maior que 0,5‰. Para a viga F2-3, a curva acompanha até cerca de 10.000 ciclos e depois começa a se distanciar e finaliza com uma diferença de valores entre 0,5‰ e 1,0‰. No caso da viga F3-2, a curva inicia com valores de deformação bem próximos, porém, depois de cerca de 1000 ciclos, os valores começam a se distanciar e finaliza com uma diferença de valores entre 2,0‰ e 2,5‰. Assim como a viga F3-3, a curva acompanha no início dos ciclos, porém os valores distanciam-se e finaliza com uma diferença de valores entre 1,5‰ e 2,5‰.

Na viga F4-2, Figura 5.5, as curvas traçadas com as formulações de FARGAHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) iniciaram bem próximas das curvas de deformação dos estribos, porém os valores de UEDA (1982) finalizam com uma diferença maior que 1,5‰, e os valores de FARGAHALY *et al.* (1981) aproximaram-se dos valores das deformações da viga F4-2 somente no final.

Na viga F4-3, Figura 5.6, as curvas traçadas com as formulações de FARGAHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) iniciaram distantes das curvas de deformação dos estribos. Os valores ficaram mais próximos depois de cerca de 10.000 ciclos, porém os valores de FARGAHALY *et al.* (1981) continuaram a aumentar e manter uma diferença maior que 0,5‰ entre as deformações. Os valores de UEDA (1982) aproximam-se mais no final com uma diferença entre 0,25‰ e 0,5‰ entre as deformações dos estribos e o valor calculado pela equação de UEDA (1982).

Pelo que foi apresentado, verifica-se que as formulações de FARGAHALY *et al.* (1981) e de UEDA (1982) também não atendem às vigas de concreto armado deste trabalho.

5.3. Proposta de equação para cálculo das deformações de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga

Pelos estudos anteriores como de FARGAHALY *et al.* (1981) e de UEDA (1982), foi apresentado que existe a contribuição do concreto no comportamento à fadiga ao cortante. Esse fato foi considerado nas formulações desses autores, porém essa contribuição é de difícil mensuração. Os resultados são dispersos, e, as formulações não

se mostraram ajustadas às curvas de deformações apresentadas por outros autores, conforme analisado no Capítulo 2, item 2.12, página 64 e no item 5.2 deste capítulo.

A Tabela 5.1 mostra os principais parâmetros das vigas envolvidos no ensaio à fadiga das vigas de concreto armado.

Tabela 5.1: Resumo dos principais parâmetros das vigas de concreto armado do ensaio à fadiga ao cortante.

| Autor | nº vigas | dimensões (cm) | f_c (MPa) | ρ_w (%) | a/d | RT | Freq (hz) |
|-------------------------------|-----------------|-----------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------|-------------|------------------|
| Trabalho experimental | 12 | 350 x 15 x 35 | 42,25 | 0,119; 0,189 e 0,378 | 3,43 | 0,5 e 0,6 | 4,0 |
| FARGHALY <i>et al.</i> (1981) | 17 | 210 x 30 x 25 | 18,6 – 35,2 | 0,26 e 0,73 | 1,5; 2,5; 3,5; 4,5 | 0,56 a 0,95 | 3,3 |
| UEDA (1982) | 11 | 281 x 20 x 50 | 26,53 | 0,48 e 0,95 | 2,0 e 4,0 | 0,61 e 0,62 | 3,5 |
| CHANG e CHAI (1989) | 11 | 190 x 24 x 30 | 22,1 | 0,20 e 0,30 | 2,5 | 0,50 e 0,80 | 5,0 |
| Total | 51 | | | | | | |

Para o desenvolvimento da proposta deste trabalho em termos da equação para o cálculo das deformações dos estribos de uma viga de concreto armado submetida a carregamento cíclico, foram ajustados os índices β_x e k das Equações (5.1) e (5.2) de FARGHALY *et al.* (1981) e o índice β_x da Equação (5.3) de UEDA (1982), de maneira que os resultados sejam mais próximos dos valores reais.

Para $V_{max} \geq V_c$:

$$\varepsilon_w = \frac{\beta_x (V_{max} - V_{co} (1 - k \log N))}{A_w E_w \frac{Z}{S}} \quad (5.1)$$

Para $V_{max} < V_c$:

$$\varepsilon_w = \frac{\beta_x V_{co} k \log N}{A_w E_w \frac{Z}{S}} \quad (5.2)$$

onde:

ε_w – deformação do estribo;

$\beta_x = 1,0$;

V_{max} – força cortante máxima aplicada;

V_{co} – força cortante inicial no concreto;

k – coeficiente constante igual 0,07;

N – número de ciclos de carregamento de fadiga.

Para $V_{max} \geq V_c$:

$$\varepsilon_{wmax} = \frac{\beta_x (V_{max} - V_{co} 10^{-0,036 (1-R |R|) \log N})}{A_w E_w \frac{Z}{S}} \quad (5.3)$$

onde:

ε_{wmax} – deformação máxima do estribo;

$\beta_x = 1,0$;

x – distância do apoio ou ponto de aplicação da carga;

d – altura efetiva;

V_{max} – força cortante máxima aplicada;

V_{min} – força cortante mínima aplicada;

V_{co} – força cortante inicial no concreto;

R – relação entre força cortante mínima e máxima aplicada;

N – número de ciclos de carregamento de fadiga.

Não foi utilizada a equação de UEDA (1982) para vigas de concreto para $V_{max} < V_c$, em virtude dessa equação ter apresentado valores bastante dispersos em relação aos valores reais das deformações dos estribos dos autores pesquisados.

A Tabela 5.2 mostra o resumo dos parâmetros dos ensaios utilizados para ajustar as Equações (5.1), (5.2) e (5.3) e traçar as curvas de deformação dos estribos em função de Log N com as formulações de FARGHALY *et al.* (1981) e de UEDA (1982).

Tabela 5.2: Resumo dos parâmetros utilizados para ajustar as Equações (5.1), (5.2) e (5.3).

| Viga | | V_{max} kN | V_{min} kN | V_c kN | a cm | d cm | a/d | z (cm) | β_x | k | r | s cm | A_w mm ² | ρ_w % | E_s MPa |
|-------------------------------|------|-----------------|-----------------|-------------|-----------|-----------|-------|-------------|-----------|------|------|-----------|--------------------------|---------------|--------------|
| Pesquisa | F2-2 | 56,00 | 11,20 | 70,22 | 105 | 30,62 | 3,43 | 27,66 | 1,0 | 0,07 | 0,20 | 22,0 | 31,2 | 0,189 | 185 |
| | F2-3 | 67,20 | 11,20 | 70,22 | 105 | 30,62 | 3,43 | 27,66 | 1,0 | 0,07 | 0,17 | 22,0 | 31,2 | 0,189 | 185 |
| | F3-2 | 48,50 | 9,70 | 70,22 | 105 | 30,62 | 3,43 | 27,66 | 1,0 | 0,07 | 0,20 | 22,0 | 19,6 | 0,119 | 190 |
| | F3-3 | 58,20 | 9,70 | 70,22 | 105 | 30,62 | 3,43 | 27,66 | 1,0 | 0,07 | 0,17 | 22,0 | 19,6 | 0,119 | 190 |
| | F4-2 | 79,71 | 15,91 | 70,22 | 105 | 30,62 | 3,43 | 27,66 | 1,0 | 0,07 | 0,20 | 11,0 | 31,2 | 0,378 | 185 |
| | F4-3 | 95,65 | 15,91 | 70,22 | 105 | 30,62 | 3,43 | 27,66 | 1,0 | 0,07 | 0,17 | 11,0 | 31,2 | 0,378 | 185 |
| FARGHALY <i>et al.</i> (1981) | 25F1 | 98,00 | 19,60 | 58,38 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,20 | 13,5 | 126,5 | 0,73 | 176 |
| | 25F2 | 122,50 | 19,60 | 58,38 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,16 | 13,5 | 126,5 | 0,73 | 176 |
| | 25F3 | 137,20 | 19,60 | 58,38 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,14 | 13,5 | 126,5 | 0,73 | 176 |
| | 25F4 | 110,30 | 19,60 | 89,32 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,18 | 13,5 | 126,5 | 0,73 | 176 |
| | 25F5 | 129,90 | 19,60 | 89,32 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,15 | 13,5 | 126,5 | 0,73 | 176 |
| | 25F6 | 147,00 | 19,60 | 89,32 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,13 | 13,5 | 126,5 | 0,73 | 176 |
| | 19F1 | 98,00 | 19,60 | 58,38 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,20 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 |
| | 19F2 | 83,30 | 19,60 | 58,38 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,24 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 |
| | 19F3 | 83,30 | 19,60 | 58,38 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,24 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 |
| | 19F4 | 83,30 | 19,60 | 81,18 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,24 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 |
| | 19F5 | 93,10 | 19,60 | 58,38 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,21 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 |
| | 19F6 | 88,20 | 19,60 | 81,18 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,22 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 |
| | 19F7 | 98,00 | 19,60 | 81,18 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,20 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 |
| | 19F8 | 88,20 | 19,60 | 81,18 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,22 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 |

Tabela 5.2: Resumo dos parâmetros utilizados para ajustar as Equações (5.1), (5.2) e (5.3). (continuação)

| Viga | V_{\max} | V_{\min} | V_c | a | d | a/d | z | β_x | k | r | s | A_w | ρ_w | E_s | |
|--------------------|----------------|------------|--------|-------|-------|-------|-------|-----------|------|------|------|-----------------|----------|-------|-------|
| | kN | kN | kN | cm | cm | | (cm) | | | | cm | mm ² | % | MPa | |
| 19F9 | 78,40 | 19,60 | 81,18 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,25 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 | |
| 19F10 | 68,60 | 19,60 | 81,18 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,29 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 | |
| 19F11 | 68,60 | 19,60 | 81,18 | 55,0 | 22,00 | 2,50 | 19,13 | 1,0 | 0,07 | 0,29 | 18,5 | 71,5 | 0,26 | 170 | |
| UEDA (1982) | FS1 (4) | 250,00 | 26,00 | 96,00 | 174,0 | 43,5 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,10 | 10,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 | |
| | FL2 (4) | 236,00 | 26,00 | 96,00 | 174,0 | 43,5 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,11 | 10,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 | |
| | FS3 (2) | 144,00 | 52,00 | 96,00 | 87,0 | 43,5 | 2,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,36 | 10,0 | 71,3 | 0,95 | 185,7 |
| | FS3 (4) | 76,00 | 27,00 | 96,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,36 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 |
| | FS3 (4) | 150,00 | 55,00 | 96,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,37 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 |
| | FL4 (2) | 144,00 | 52,00 | 96,00 | 87,0 | 43,5 | 2,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,36 | 10,0 | 71,3 | 0,95 | 185,7 |
| | FL4 (4) | 76,00 | 27,00 | 96,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,36 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 |
| | FL4 (4) | 150,00 | 55,00 | 96,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,37 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 |
| | FS5 (2) | 285,00 | 52,00 | 97,00 | 87,0 | 43,5 | 2,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,18 | 10,0 | 71,3 | 0,95 | 185,7 |
| | FS5 (4) | 150,00 | 28,00 | 97,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,19 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 |
| | FL6 (2) | 285,00 | 52,00 | 97,00 | 87,0 | 43,5 | 2,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,18 | 10,0 | 71,3 | 0,95 | 185,7 |
| | FL6 (4) | 150,00 | 28,00 | 97,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,19 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 |
| | FS7 (4) | 89,00 | 14,00 | 97,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,16 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 |
| | FS7 (4) | 150,00 | 14,00 | 97,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,09 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 |
| | FL8 (4) | 89,00 | 14,00 | 97,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,16 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 |
| FL8 (4) | 150,00 | 14,00 | 97,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,09 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 | |
| FS9 (4) | 150,00 | 41,00 | 106,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,27 | 15,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 | |

Tabela 5.2: Resumo dos parâmetros utilizados para ajustar as Equações (5.1), (5.2) e (5.3). (continuação)

| Viga | V_{\max} kN | V_{\min} kN | V_c kN | a cm | d cm | a/d | z (cm) | β_x | k | r | s cm | A_w mm ² | ρ_w % | E_s MPa | |
|----------------------------|------------------|------------------|-------------|---------|---------|------|-----------|-----------|------|------|---------|--------------------------|---------------|--------------|-------|
| FL10 (4) | 150,00 | 96,00 | 106,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,64 | 20,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 | |
| FS11 (4) | 154,00 | 96,00 | 106,00 | 174,0 | 43,5 | 4,00 | 37,83 | 1,0 | 0,07 | 0,62 | 20,0 | 71,3 | 0,48 | 185,7 | |
| CHANG e CHAI (1989) | 4F1-1 | 66,20 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,30 | 20,0 | 71,3 | 0,30 | 200,1 |
| | 4F1-2 | 83,35 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,24 | 20,0 | 71,3 | 0,30 | 200,1 |
| | 4F1-3 | 88,25 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,22 | 20,0 | 71,3 | 0,30 | 200,1 |
| | 4F1-4 | 98,05 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,20 | 20,0 | 71,3 | 0,30 | 200,1 |
| | 4F2-1 | 53,95 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,36 | 30,0 | 71,3 | 0,20 | 200,1 |
| | 4F2-2 | 78,45 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,25 | 30,0 | 71,3 | 0,20 | 200,1 |
| | 4F3-1 | 98,05 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,20 | 20,0 | 71,3 | 0,20 | 200,1 |
| | 4F3-2 | 93,15 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,21 | 20,0 | 71,3 | 0,30 | 200,1 |
| | 6F4-1 | 83,35 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,24 | 20,0 | 71,3 | 0,30 | 200,1 |
| | 6F4-2 | 74,80 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,26 | 20,0 | 71,3 | 0,30 | 200,1 |
| | 6F4-3 | 90,70 | 19,60 | 57,16 | 60,0 | 24,0 | 2,50 | 20,87 | 1,0 | 0,07 | 0,22 | 20,0 | 71,3 | 0,30 | 200,1 |

Utilizando os dados apresentados na Tabela 5.2, os resultados apresentados no programa experimental, por FARGHALY *et al.* (1981), UEDA (1982) e CHANG e CHAI (1989) foi possível ajustar os índices β_x e k da Equação (5.1) e Equação (5.3) para cálculo da deformação de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga que receberam carga máxima no cortante maior que a resistência do concreto ao cortante quando $V_{m\acute{a}x} > V_c$ e da Equação (5.2) para $V_{m\acute{a}x} < V_c$.

Para $V_{m\acute{a}x} \geq V_c$:

Ajuste dos índices β_x e k de FARGHALY *et al.* (1981):

$$\varepsilon_w = \frac{0,56(V_{max} - V_{co} (1 - 0,088 \log N))}{A_w E_w \frac{Z}{S}} \quad (5.4)$$

Ajuste do índice β_x de UEDA (1982):

$$\varepsilon_{wmax} = \frac{0,74 (V_{max} - V_{co} 10^{-0,036 (1-R |R|) \log N})}{A_w E_w \frac{Z}{S}} \quad (5.5)$$

Para $V_{m\acute{a}x} < V_c$:

Ajuste dos índices β_x e k de FARGHALY *et al.* (1981):

$$\varepsilon_w = \frac{0,996 V_{co} 0,042 \log N}{A_w E_w \frac{Z}{S}} \quad (5.6)$$

5.4. Análise da equação proposta com base nos resultados dos autores estudados e no programa experimental

5.4.1. Vigas com $V_{m\acute{a}x} > V_c$:

A Figura 5.7, a Figura 5.8, a Tabela 5.3 e a Tabela 5.4 apresentam comparações das curvas de deformações dos estribos produzidas pelas equações ajustadas de FARGHALY *et al.* (1981), Equação (5.4) e UEDA (1982), Equação (5.5) e os valores das deformações dos estribos obtidas durante o ensaio experimental. Os pontos

representam os valores das deformações dos estribos obtidas nos ensaios, a curva traçada em linha cheia da cor preta representa os valores calculados pela equação original de FARGHALY *et al.* (1981) e a curva traçada em linha cheia da cor verde representa os valores calculados pela equação original de UEDA (1982).

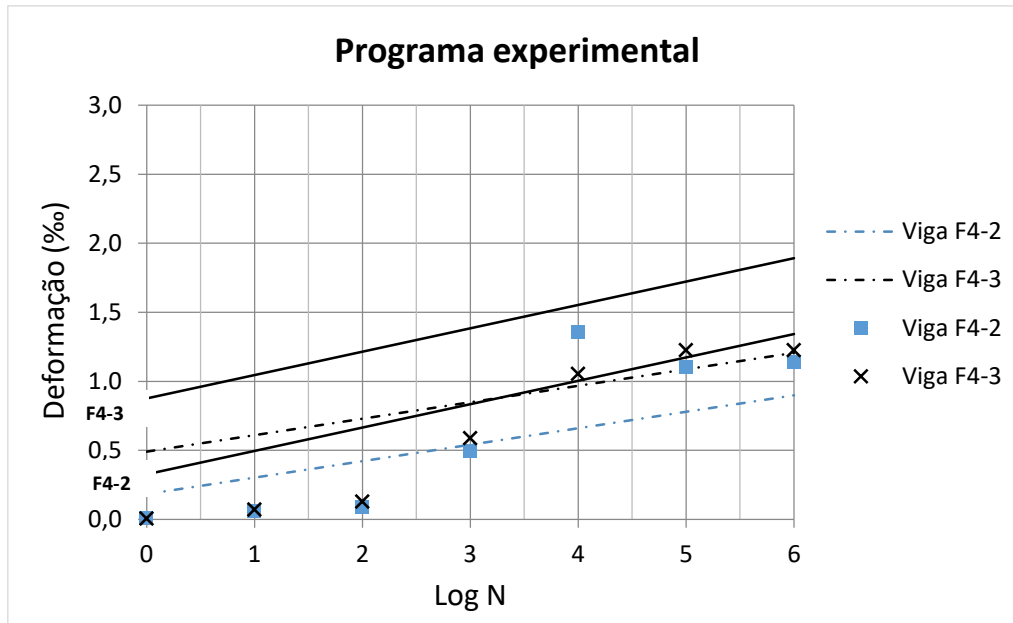


Figura 5.7: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4).

Tabela 5.3: Resultados deste trabalho x Equação (5.4).

| Viga | F4-2 | equação | F4-3 | equação |
|-------|----------------|---------|------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | |
| 0 | 0,01 | 0,18 | 0,01 | 0,49 |
| 1 | 0,06 | 0,30 | 0,07 | 0,61 |
| 2 | 0,09 | 0,42 | 0,13 | 0,73 |
| 3 | 0,50 | 0,54 | 0,59 | 0,85 |
| 4 | 1,36 | 0,66 | 1,05 | 0,97 |
| 5 | 1,10 | 0,78 | 1,22 | 1,09 |
| 6 | 1,14 | 0,90 | 1,23 | 1,21 |

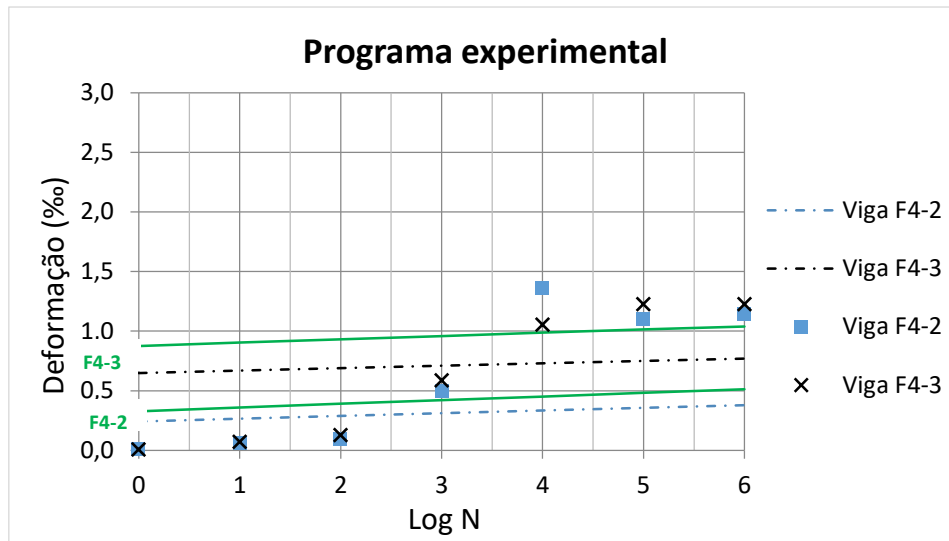


Figura 5.8: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5).

Tabela 5.4: Resultados deste trabalho x Equação (5.5).

| Viga | F4-2 | equação | F4-3 | equação |
|-------|----------------|---------|------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | |
| 0 | 0,01 | 0,24 | 0,01 | 0,65 |
| 1 | 0,06 | 0,27 | 0,07 | 0,67 |
| 2 | 0,09 | 0,29 | 0,13 | 0,69 |
| 3 | 0,50 | 0,31 | 0,59 | 0,71 |
| 4 | 1,36 | 0,33 | 1,05 | 0,73 |
| 5 | 1,10 | 0,36 | 1,22 | 0,75 |
| 6 | 1,14 | 0,38 | 1,23 | 0,77 |

A Figura 5.7 e a Figura 5.8 mostram a evolução das deformações dos estribos das vigas F4-2 e F4-3, que receberam $V_{\text{máx}} > V_c$. Observa-se que os valores estavam bem baixos até passar de 100 ciclos e depois iniciaram a crescer. Em especial, depois de 1000 ciclos, a curva traçada pela equação proposta acompanha o comportamento das deformações finalizando em um milhão de ciclos com deformação de 0,9% para viga F4-2, diferença de 0,24% com o valor experimental e 1,21% para viga F4-3, diferença de 0,02% com o valor experimental.

As curvas produzidas através das equações originais de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) apresentaram um comportamento similar com os valores obtidos no programa experimental, porém a equação proposta com a equação original de FARGHALY *et al.* (1981) se mostrou mais ajustada com o comportamento real das deformações dos estribos das vigas de concreto.

As ilustrações apresentadas da Figura 5.9 a Figura 5.14, a Tabela 5.5 e a Tabela 5.6 apresentam comparações das curvas de deformações dos estribos produzidas pelas equações ajustadas de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) e os valores das deformações dos estribos das vigas de concreto armado de UEDA (1982), os pontos representam os valores das deformações dos estribos por UEDA (1982), a curva traçada em linha cheia da cor preta representa os valores calculados pela equação original de FARGHALY *et al.* (1981) e a curva traçada em linha cheia da cor verde representa os valores calculados pela equação original de UEDA (1982). A numeração entre parênteses refere-se à relação a/d dos ensaios, o autor posicionou a viga de maneira que tivesse dois vãos diferentes de cisalhamento, um com relação $a/d = 2,0$ e outro com $a/d = 4,0$.

As curvas de deformações das vigas do autor tiveram um comportamento linear e as equações propostas seguem praticamente igual à inclinação das curvas, sendo que algumas vigas romperam antes de completar pelo menos dois milhões de ciclos, a viga FL10 (4) rompeu com cerca de 10.000 ciclos. As curvas traçadas pelas equações propostas acompanham o comportamento das deformações e os valores foram bem próximos do autor. A maior deformação verificada com 100.000 ciclos foi 1,06‰, viga FS11 (4), sendo 1,14‰ o valor da viga, e o menor valor 0,50‰, viga FS3 (2), sendo 0,54‰ o valor da viga para a equação ajustada de FARGHALY *et al.* (1981). Para a equação ajustada de UEDA (1981), a viga FS11 (4) teve valor 0,85‰, e a viga FS3 (2) atingiu 0,42‰.

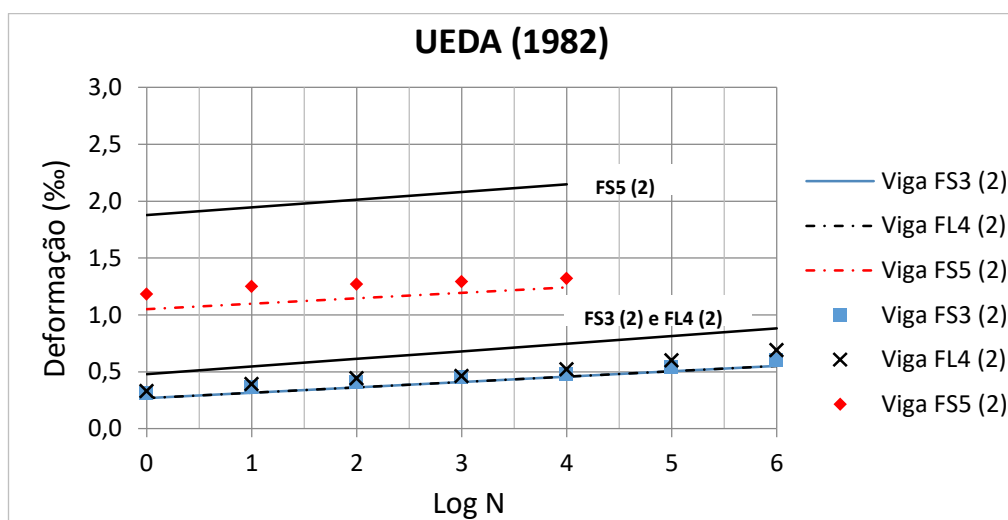


Figura 5.9: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de UEDA (1982).

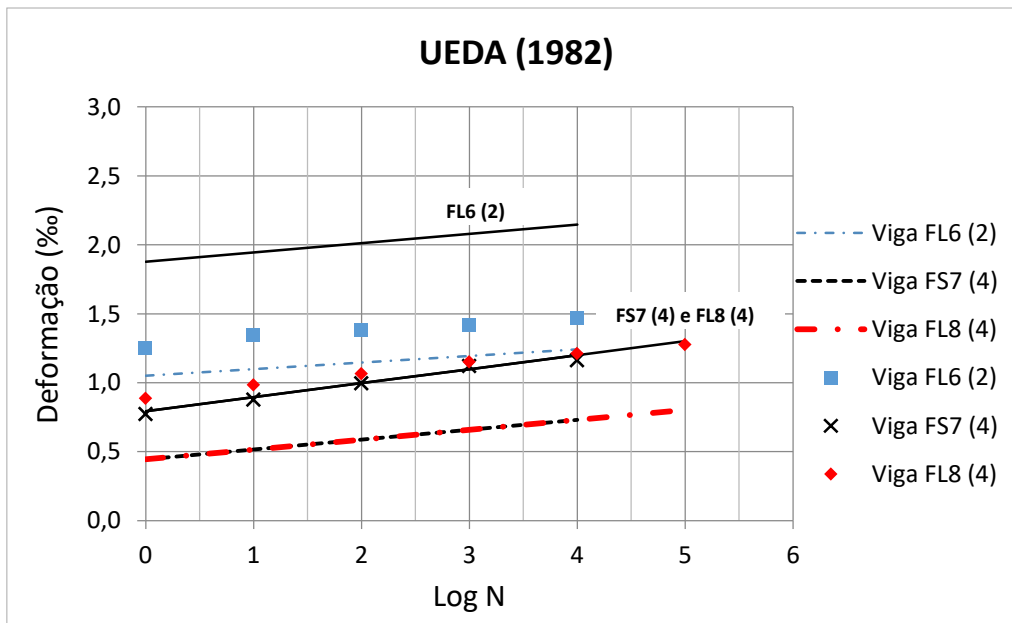


Figura 5.10: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de UEDA (1982).

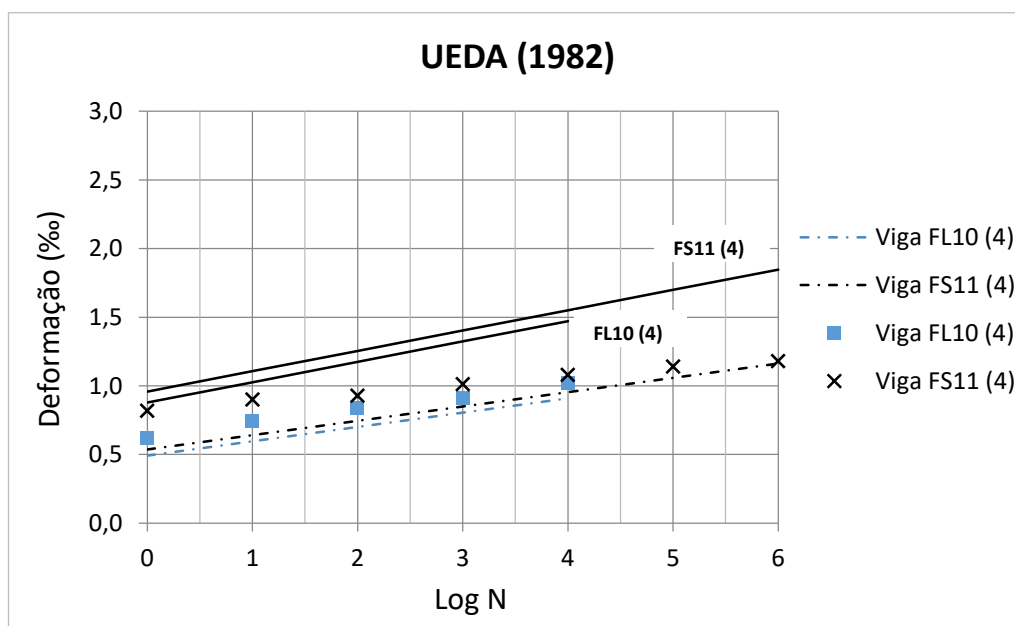


Figura 5.11: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de UEDA (1982).

Tabela 5.5: Resultados de UEDA (1982) x Equação (5.4).

| Viga | FS3 (2) | equação | FL4 (2) | equação | FS5 (2) | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Log N | Deformação (‰) | | | | | |
| 0 | 0,31 | 0,27 | 0,33 | 0,27 | 1,18 | 1,05 |
| 1 | 0,36 | 0,32 | 0,39 | 0,32 | 1,25 | 1,10 |
| 2 | 0,41 | 0,36 | 0,44 | 0,36 | 1,27 | 1,15 |
| 3 | 0,45 | 0,41 | 0,46 | 0,41 | 1,29 | 1,19 |
| 4 | 0,48 | 0,46 | 0,52 | 0,46 | 1,32 | 1,24 |
| 5 | 0,54 | 0,50 | 0,60 | 0,50 | | |
| 6 | 0,60 | 0,55 | 0,69 | 0,55 | | |

| Viga | FL6 (2) | equação | FS7 (4) | equação | FL8 (4) | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Log N | Deformação (‰) | | | | | |
| 0 | 1,25 | 1,05 | 0,77 | 0,44 | 0,89 | 0,44 |
| 1 | 1,35 | 1,10 | 0,88 | 0,52 | 0,98 | 0,52 |
| 2 | 1,38 | 1,15 | 1,00 | 0,59 | 1,07 | 0,59 |
| 3 | 1,42 | 1,19 | 1,12 | 0,66 | 1,15 | 0,66 |
| 4 | 1,47 | 1,24 | 1,16 | 0,73 | 1,21 | 0,73 |
| 5 | | | | | 1,28 | 0,80 |
| 6 | | | | | | |

| Viga | FL10 (4) | equação | FS11 (4) | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|-----------------|----------------|
| Log N | Deformação (‰) | | | |
| 0 | 0,62 | 0,49 | 0,82 | 0,54 |
| 1 | 0,74 | 0,60 | 0,90 | 0,64 |
| 2 | 0,84 | 0,70 | 0,93 | 0,75 |
| 3 | 0,91 | 0,80 | 1,01 | 0,85 |
| 4 | 1,02 | 0,91 | 1,08 | 0,95 |
| 5 | | | 1,14 | 1,06 |
| 6 | | | 1,18 | 1,16 |

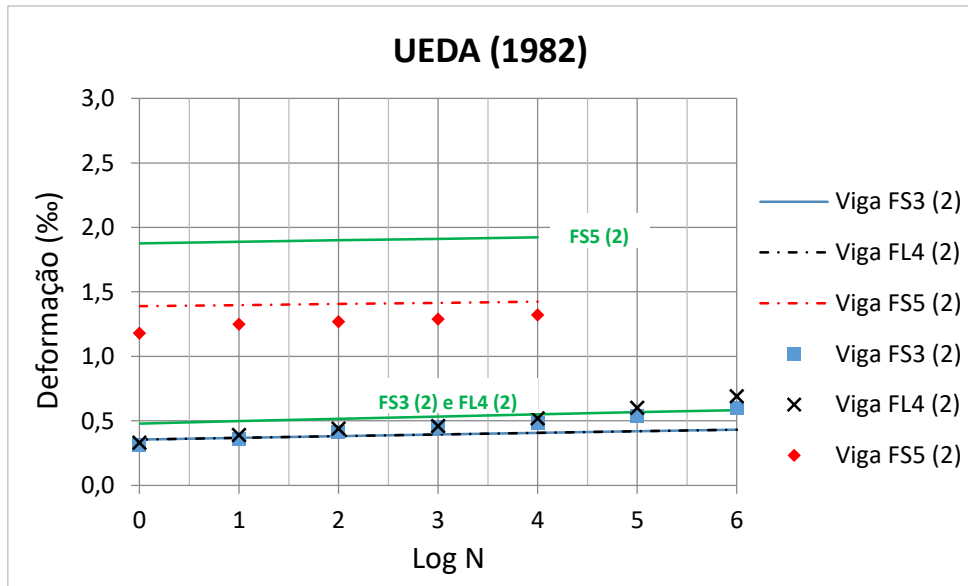


Figura 5.12: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de UEDA (1982).

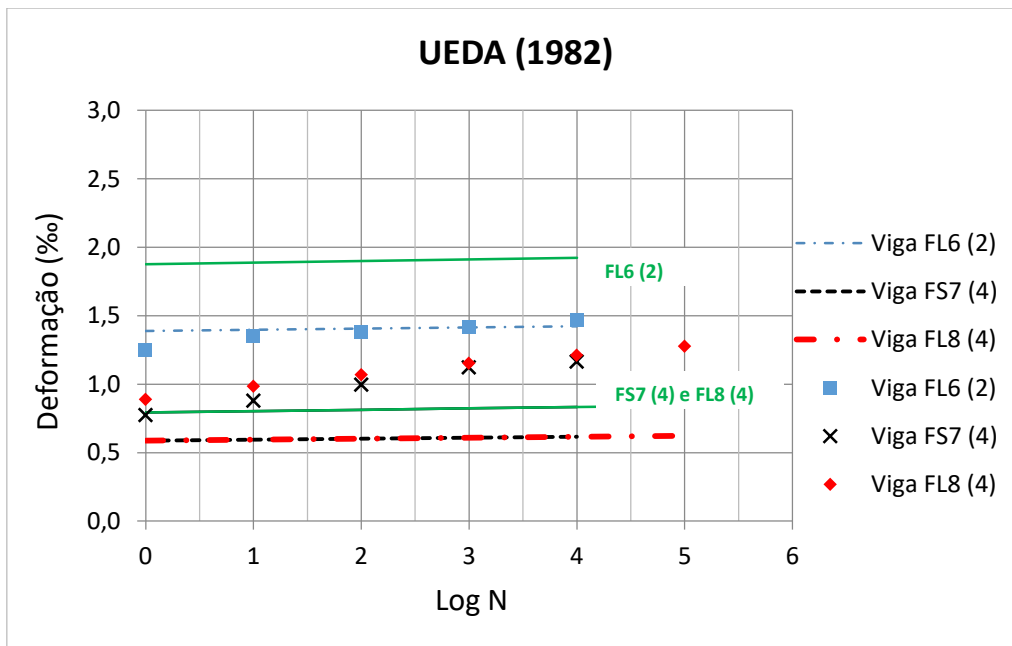


Figura 5.13: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de UEDA (1982).

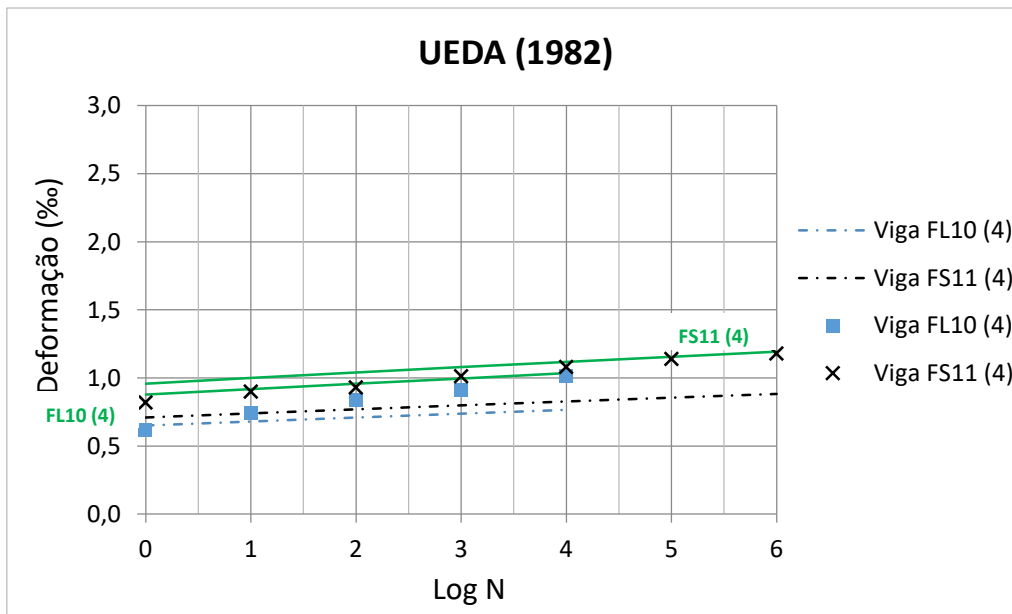


Figura 5.14: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de UEDA (1982).

O comportamento das curvas das deformações dos estribos do autor é de curva ascendente e os valores aumentam quase que linearmente em função de Log N, apesar de que pode ser verificada uma dispersão dos resultados, principalmente depois de 100.000 ciclos, não encontrado em UEDA (1982) e mesmo tendo valores de taxas de armaduras transversais muito próximas (0,20% e 0,30%).

As curvas produzidas através das equações originais de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) apresentaram um comportamento similar com os valores obtidos no programa experimental de UEDA (1982), porém a equação proposta, em contraste com a equação original de FARGHALY *et al.* (1981), mostrou-se mais ajustada com o comportamento real das deformações dos estribos das vigas de concreto.

Tabela 5.6: Resultados de UEDA (1982) x Equação (5.5).

| Viga | FS3 (2) | equação | FL4 (2) | equação | FS5 (2) | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,31 | 0,35 | 0,33 | 0,35 | 1,18 | 1,39 |
| 1 | 0,36 | 0,37 | 0,39 | 0,37 | 1,25 | 1,40 |
| 2 | 0,41 | 0,38 | 0,44 | 0,38 | 1,27 | 1,41 |
| 3 | 0,45 | 0,39 | 0,46 | 0,39 | 1,29 | 1,41 |
| 4 | 0,48 | 0,41 | 0,52 | 0,41 | 1,32 | 1,42 |
| 5 | 0,54 | 0,42 | 0,60 | 0,42 | | |
| 6 | 0,60 | 0,43 | 0,69 | 0,43 | | |

| Viga | FL6 (2) | equação | FS7 (4) | equação | FL8 (4) | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 1,25 | 1,39 | 0,77 | 0,59 | 0,89 | 0,59 |
| 1 | 1,35 | 1,40 | 0,88 | 0,59 | 0,98 | 0,59 |
| 2 | 1,38 | 1,41 | 1,00 | 0,60 | 1,07 | 0,60 |
| 3 | 1,42 | 1,41 | 1,12 | 0,61 | 1,15 | 0,61 |
| 4 | 1,47 | 1,42 | 1,16 | 0,62 | 1,21 | 0,62 |
| 5 | | | | | 1,28 | 0,62 |
| 6 | | | | | | |

| Viga | FL10 (4) | equação | FS11 (4) | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|-----------------|----------------|
| Log N | Deformação (%) | | | |
| 0 | 0,62 | 0,65 | 0,82 | 0,71 |
| 1 | 0,74 | 0,68 | 0,90 | 0,74 |
| 2 | 0,84 | 0,71 | 0,93 | 0,77 |
| 3 | 0,91 | 0,74 | 1,01 | 0,80 |
| 4 | 1,02 | 0,77 | 1,08 | 0,83 |
| 5 | | | 1,14 | 0,85 |
| 6 | | | 1,18 | 0,88 |

As disposições gráficas da Figura 5.15 a Figura 5.18, a Tabela 5.7 e a Tabela 5.8 apresentam comparações das curvas de deformações dos estribos produzidas pelas equações ajustadas de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) e os valores das deformações dos estribos das vigas de concreto armado de CHANG e CHAI (1989). Os pontos representam os valores das deformações dos estribos por CHANG e CHAI (1989), a curva traçada em linha cheia da cor preta representa os valores calculados pela equação original de FARGHALY *et al.* (1981), e a curva traçada em linha cheia da cor verde representa os valores calculados pela equação original de UEDA (1982).

As equações ajustadas acompanham a evolução das deformações dos estribos apresentando valores próximos entre os resultados do autor, exceto para viga 4F2-2, que apresentou valores superiores do autor na curva traçada pela equação ajustada de FARGHALY *et al.* (1981). O valor máximo de deformação da viga 4F2-2 com um milhão de ciclos foi de 0,79‰ e da equação ajustada de FARGHALY *et al.* (1981), 1,45‰. Para a equação ajustada de UEDA (1981) a viga 4F2-2 teve valor 0,98‰.

As curvas produzidas através das equações originais de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) apresentaram um comportamento similar com os valores obtidos no programa experimental de CHANG e CHAI (1989), porém a equação proposta com a equação original de FARGHALY *et al.* (1981) mostrou-se mais ajustada com o comportamento real das deformações dos estribos das vigas de concreto, apesar dos resultados apresentados na viga 4F2-2.

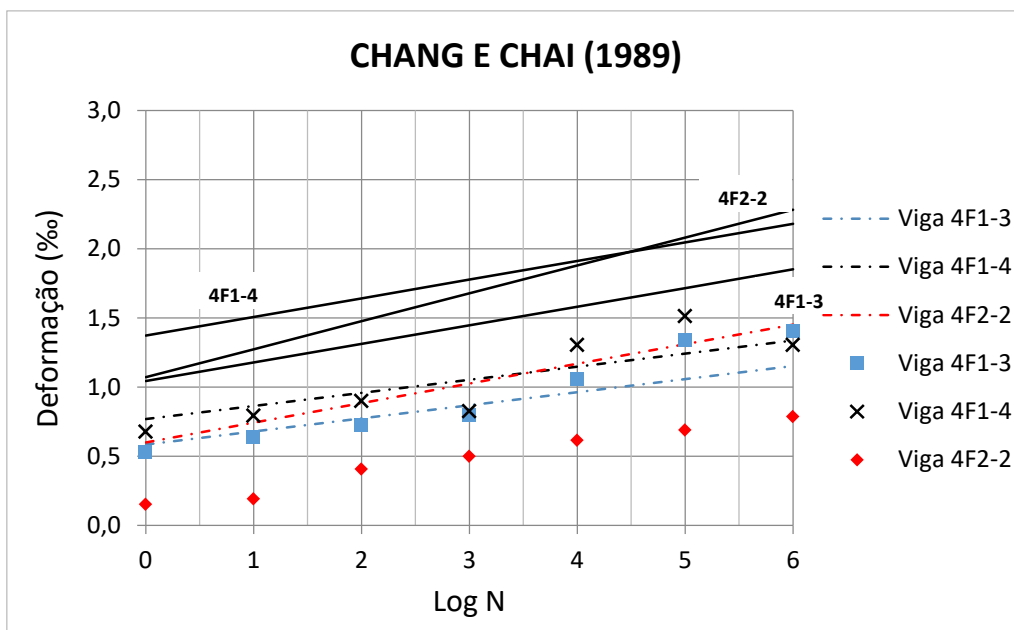


Figura 5.15: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de CHANG e CHAI (1989).

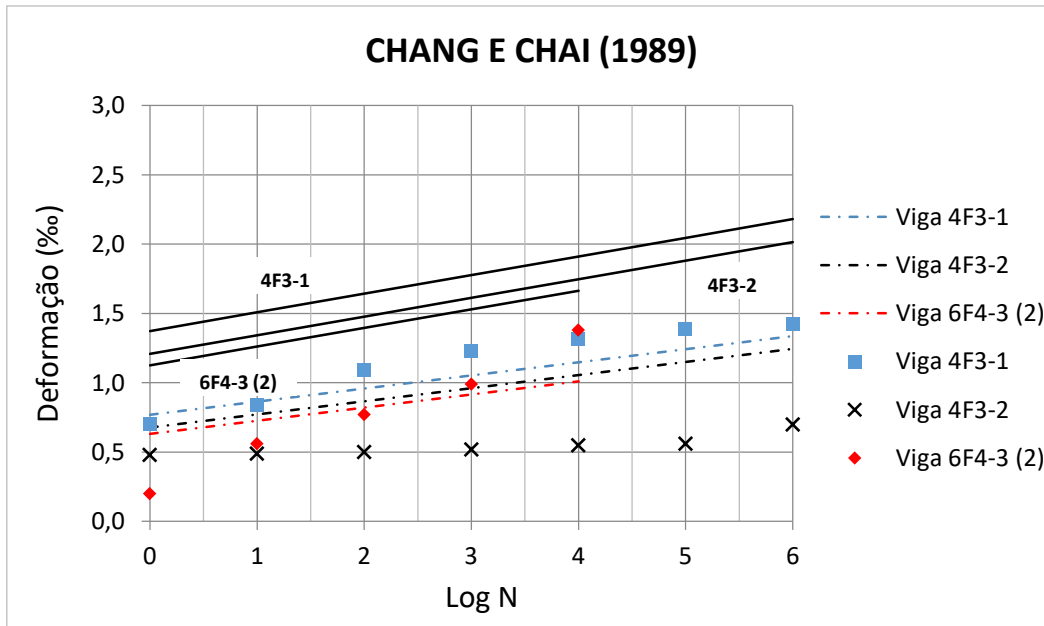


Figura 5.16: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de CHANG e CHAI (1989).

Tabela 5.7: Resultados de CHANG e CHAI (1989) x Equação (5.4).

| Viga | 4F1-3 | equação | 4F1-4 | equação | 4F2-2 | equação |
|-------|----------------|---------|-------|---------|-------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,53 | 0,58 | 0,68 | 0,77 | 0,15 | 0,60 |
| 1 | 0,64 | 0,68 | 0,79 | 0,86 | 0,19 | 0,74 |
| 2 | 0,73 | 0,77 | 0,90 | 0,96 | 0,41 | 0,88 |
| 3 | 0,80 | 0,87 | 0,83 | 1,05 | 0,50 | 1,03 |
| 4 | 1,06 | 0,96 | 1,31 | 1,15 | 0,61 | 1,17 |
| 5 | 1,34 | 1,06 | 1,51 | 1,24 | 0,69 | 1,31 |
| 6 | 1,41 | 1,15 | 1,31 | 1,34 | 0,79 | 1,45 |

| Viga | 4F3-1 | equação | 4F3-2 | equação | 6F4-3 (2) | equação |
|-------|----------------|---------|-------|---------|-----------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,70 | 0,77 | 0,48 | 0,68 | 0,20 | 0,63 |
| 1 | 0,84 | 0,86 | 0,49 | 0,77 | 0,56 | 0,73 |
| 2 | 1,09 | 0,96 | 0,50 | 0,87 | 0,77 | 0,82 |
| 3 | 1,23 | 1,05 | 0,52 | 0,96 | 0,99 | 0,91 |
| 4 | 1,31 | 1,15 | 0,55 | 1,06 | 1,38 | 1,01 |
| 5 | 1,39 | 1,24 | 0,56 | 1,15 | | |
| 6 | 1,43 | 1,34 | 0,70 | 1,24 | | |

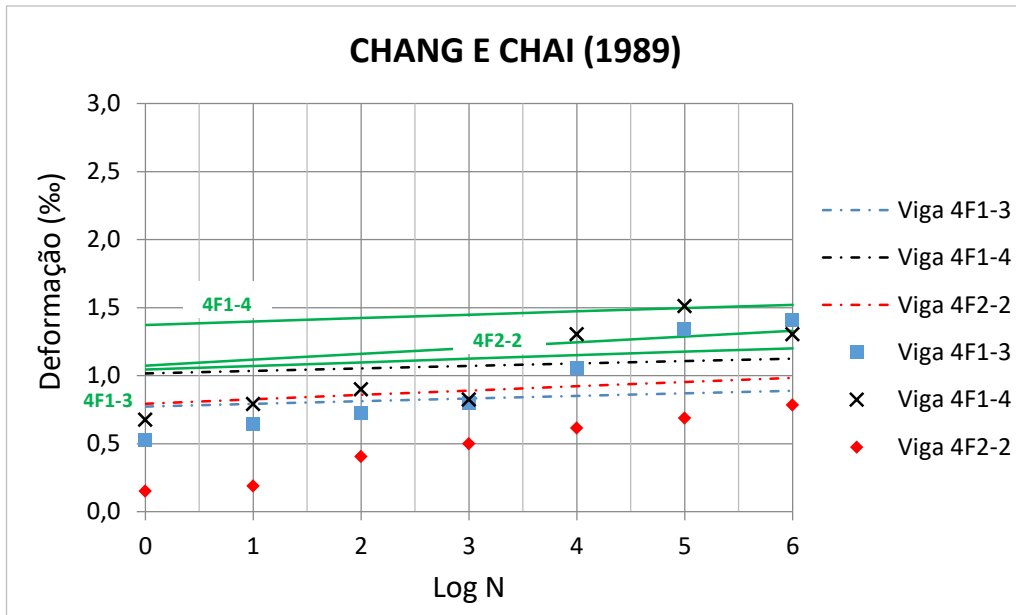


Figura 5.17: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de CHANG e CHAI (1989).

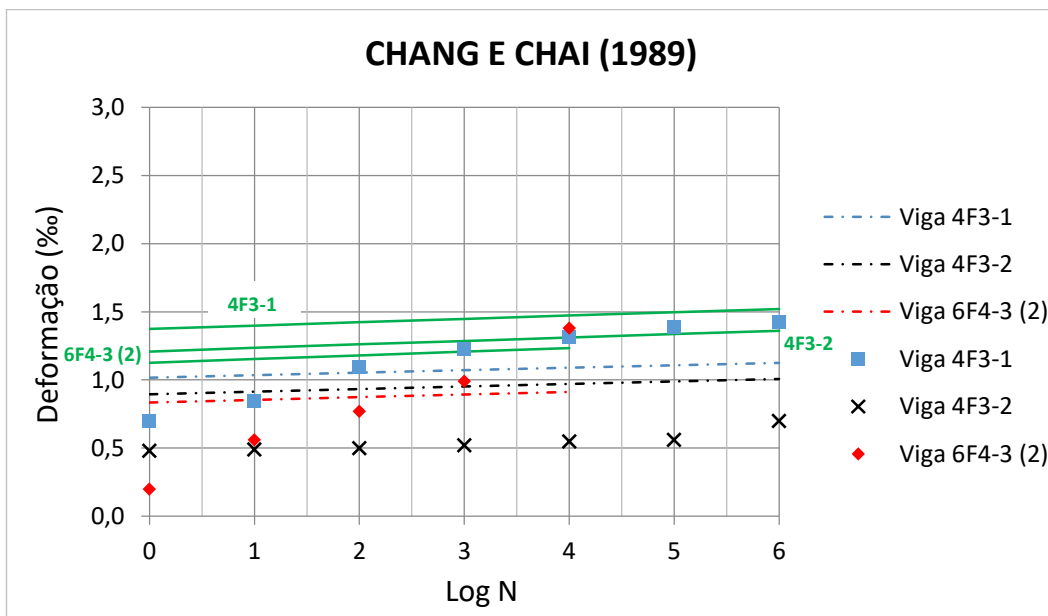


Figura 5.18: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de CHANG e CHAI (1989).

Tabela 5.8: Resultados de CHANG e CHAI (1989) x Equação (5.5).

| Viga | 4F1-3 | equação | 4F1-4 | equação | 4F2-2 | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,53 | 0,77 | 0,68 | 1,02 | 0,15 | 0,79 |
| 1 | 0,64 | 0,79 | 0,79 | 1,03 | 0,19 | 0,83 |
| 2 | 0,73 | 0,81 | 0,90 | 1,05 | 0,41 | 0,86 |
| 3 | 0,80 | 0,83 | 0,83 | 1,07 | 0,50 | 0,89 |
| 4 | 1,06 | 0,85 | 1,31 | 1,09 | 0,61 | 0,92 |
| 5 | 1,34 | 0,87 | 1,51 | 1,11 | 0,69 | 0,95 |
| 6 | 1,41 | 0,89 | 1,31 | 1,12 | 0,79 | 0,98 |

| Viga | 4F3-1 | equação | 4F3-2 | equação | 6F4-3 (2) | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|--------------|----------------|------------------|----------------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,70 | 1,02 | 0,48 | 0,89 | 0,20 | 0,83 |
| 1 | 0,84 | 1,03 | 0,49 | 0,91 | 0,56 | 0,85 |
| 2 | 1,09 | 1,05 | 0,50 | 0,93 | 0,77 | 0,87 |
| 3 | 1,23 | 1,07 | 0,52 | 0,95 | 0,99 | 0,89 |
| 4 | 1,31 | 1,09 | 0,55 | 0,97 | 1,38 | 0,91 |
| 5 | 1,39 | 1,11 | 0,56 | 0,99 | | |
| 6 | 1,43 | 1,12 | 0,70 | 1,01 | | |

As ilustrações da Figura 5.19 a Figura 5.26, e a Tabela 5.9 e a Tabela 5.10 apresentam comparações das curvas de deformações dos estribos produzidas pelas equações ajustadas de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) e os valores das deformações dos estribos das vigas de concreto armado de FARGHALY *et al.* (1981). Os pontos representam os valores das deformações dos estribos por FARGHALY *et al.* (1981), a curva traçada em linha cheia da cor preta representa os valores calculados pela equação original de FARGHALY *et al.* (1981), e a curva traçada em linha cheia da cor verde representa os valores calculados pela equação original de UEDA (1982).

Verifica-se que o comportamento das deformações de FARGHALY *et al.* (1981) são muito similares. Apesar do fato das vigas com índice que iniciam em 25 possuírem uma taxa de armadura longitudinal quase três vezes maior, com valor de 0,73% e 0,26% para vigas de índice 19, observa-se que as vigas com maiores taxas de armadura transversal apresentaram valores maiores de deformação. O comportamento das curvas das deformações dos estribos do autor é de curva ascendente, e os valores aumentam praticamente linearmente em função de Log N.

As equações ajustadas acompanham a evolução das deformações dos estribos apresentando valores próximos, situados entre os resultados do autor, exceto para as vigas 19F3, 19F4 e 19F5, que apresentaram valores superiores àqueles obtidos pelo autor, porém aproximando-se na medida em que os ciclos de carregamentos aumentam. Algumas vigas de FARGHALY *et al.* (1981) romperam com até 10.000 ciclos. As vigas que suportaram até um milhão de ciclos apresentaram, como maior deformação, o valor de 1,01%, caso da viga 19F6, com resistência do concreto de 35,2 MPa, e menor valor igual a 0,28%, caso da viga 25F1, com resistência do concreto de 18,6 MPa, uma diferença entre as deformações de 0,78%. A viga 25F1 foi a viga que apresentou os menores valores de deformação de todas as vigas.

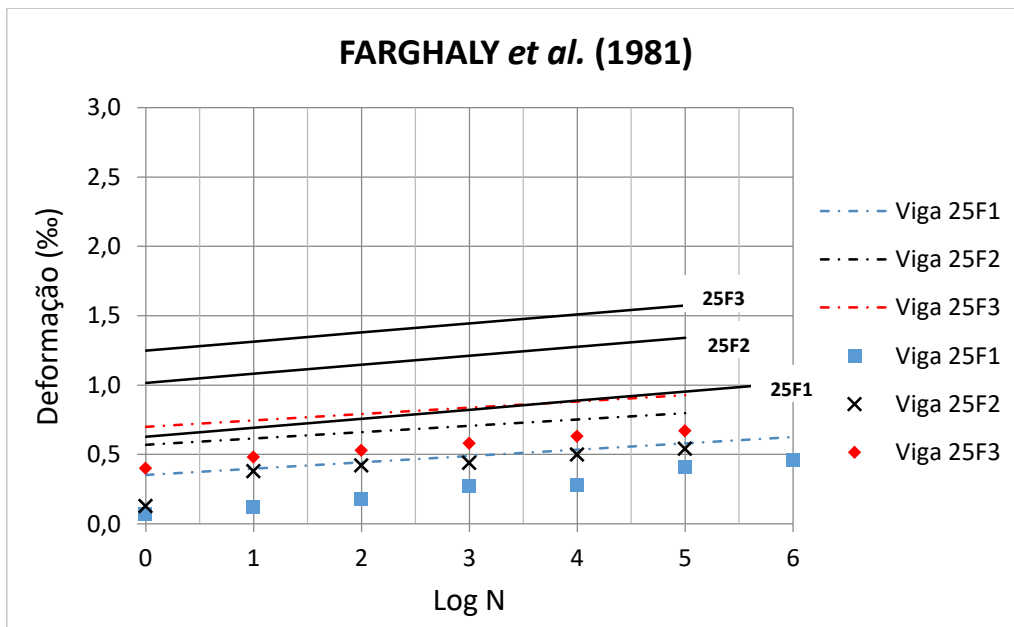


Figura 5.19: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de FARGHALY *et al.* (1981).

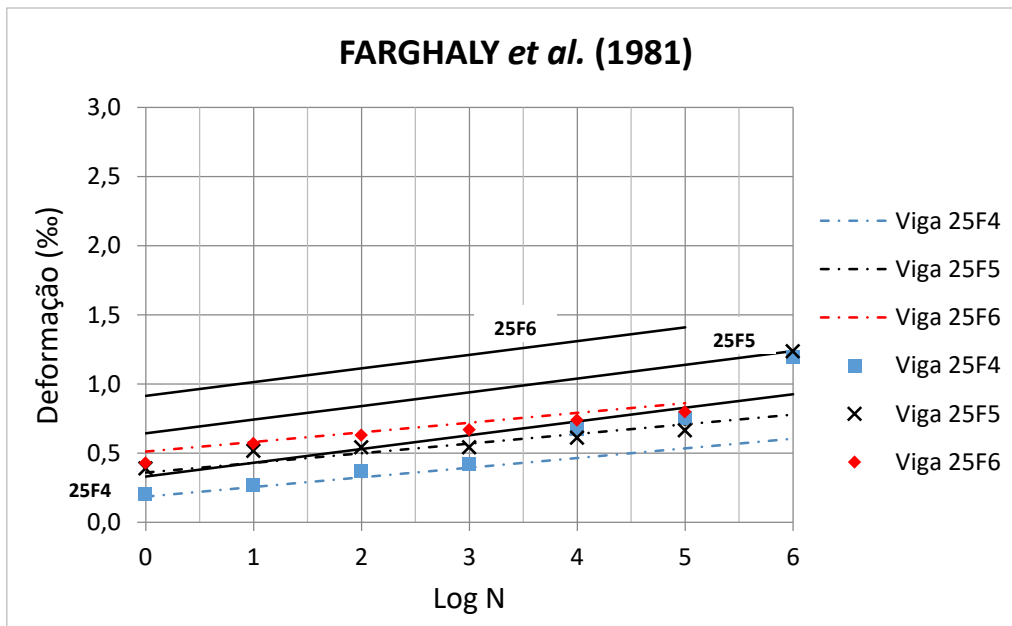


Figura 5.20: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de FARGHALY *et al.* (1981).

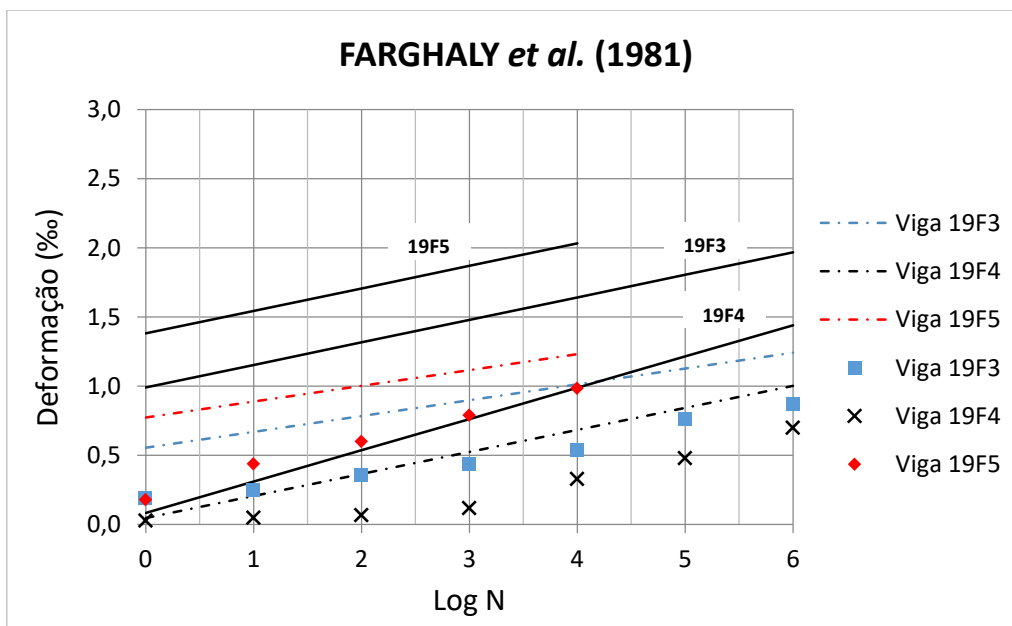


Figura 5.21: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de FARGHALY *et al.* (1981).

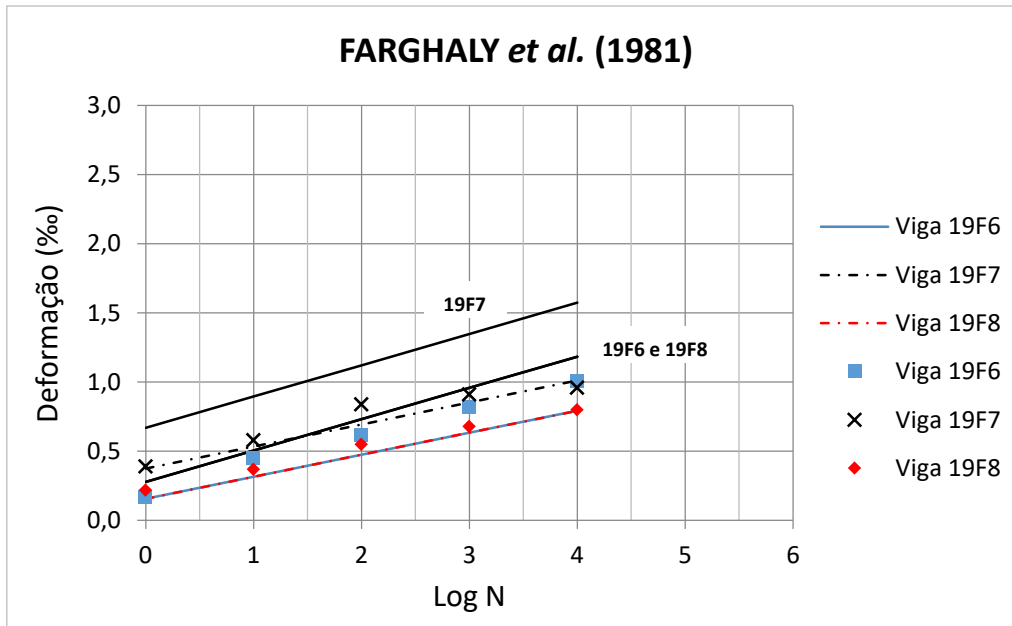


Figura 5.22: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.4), vigas de FARGHALY *et al.* (1981).

Tabela 5.9: Resultados de FARGHALY *et al.* (1981) x Equação (5.4).

| Viga | 25F1 | equação | 25F2 | equação | 25F3 | equação |
|--------------|------------------------|---------|------|---------|------|---------|
| Log N | Deformação (%o) | | | | | |
| 0 | 0,07 | 0,35 | 0,57 | 0,13 | 0,40 | 0,70 |
| 1 | 0,12 | 0,40 | 0,61 | 0,38 | 0,48 | 0,75 |
| 2 | 0,18 | 0,44 | 0,66 | 0,42 | 0,53 | 0,79 |
| 3 | 0,27 | 0,49 | 0,71 | 0,44 | 0,58 | 0,84 |
| 4 | 0,28 | 0,53 | 0,75 | 0,50 | 0,63 | 0,88 |
| 5 | 0,41 | 0,58 | 0,80 | 0,54 | 0,67 | 0,93 |
| 6 | 0,46 | 0,63 | | | | |

| Viga | 25F4 | equação | 25F5 | equação | 25F6 | equação |
|--------------|------------------------|---------|------|---------|------|---------|
| Log N | Deformação (%o) | | | | | |
| 0 | 0,21 | 0,19 | 0,39 | 0,36 | 0,43 | 0,51 |
| 1 | 0,27 | 0,26 | 0,52 | 0,43 | 0,57 | 0,58 |
| 2 | 0,37 | 0,33 | 0,54 | 0,50 | 0,63 | 0,65 |
| 3 | 0,42 | 0,40 | 0,54 | 0,57 | 0,67 | 0,72 |
| 4 | 0,68 | 0,47 | 0,61 | 0,64 | 0,74 | 0,79 |
| 5 | 0,75 | 0,53 | 0,67 | 0,71 | 0,80 | 0,86 |
| 6 | 1,19 | 0,60 | 1,24 | 0,78 | | |

Tabela 5.9: Resultados de FARGHALY *et al.* (1981) x Equação (5.4).
(continuação)

| Viga | 19F3 | equação | 19F4 | equação | 19F5 | equação |
|--------------|-----------------------|---------|------|---------|------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,19 | 0,56 | 0,03 | 0,05 | 0,18 | 0,77 |
| 1 | 0,25 | 0,67 | 0,05 | 0,21 | 0,44 | 0,89 |
| 2 | 0,36 | 0,78 | 0,07 | 0,37 | 0,60 | 1,00 |
| 3 | 0,44 | 0,90 | 0,12 | 0,52 | 0,79 | 1,12 |
| 4 | 0,54 | 1,01 | 0,33 | 0,68 | 0,99 | 1,23 |
| 5 | 0,76 | 1,13 | 0,48 | 0,84 | | |
| 6 | 0,87 | 1,24 | 0,70 | 1,00 | | |

| Viga | 19F6 | equação | 19F7 | equação | 19F8 | equação |
|--------------|-----------------------|---------|------|---------|------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,17 | 0,16 | 0,39 | 0,37 | 0,22 | 0,16 |
| 1 | 0,45 | 0,32 | 0,58 | 0,53 | 0,37 | 0,32 |
| 2 | 0,62 | 0,47 | 0,84 | 0,69 | 0,55 | 0,47 |
| 3 | 0,82 | 0,63 | 0,91 | 0,85 | 0,68 | 0,63 |
| 4 | 1,01 | 0,79 | 0,96 | 1,01 | 0,80 | 0,79 |
| 5 | | | | | | |
| 6 | | | | | | |

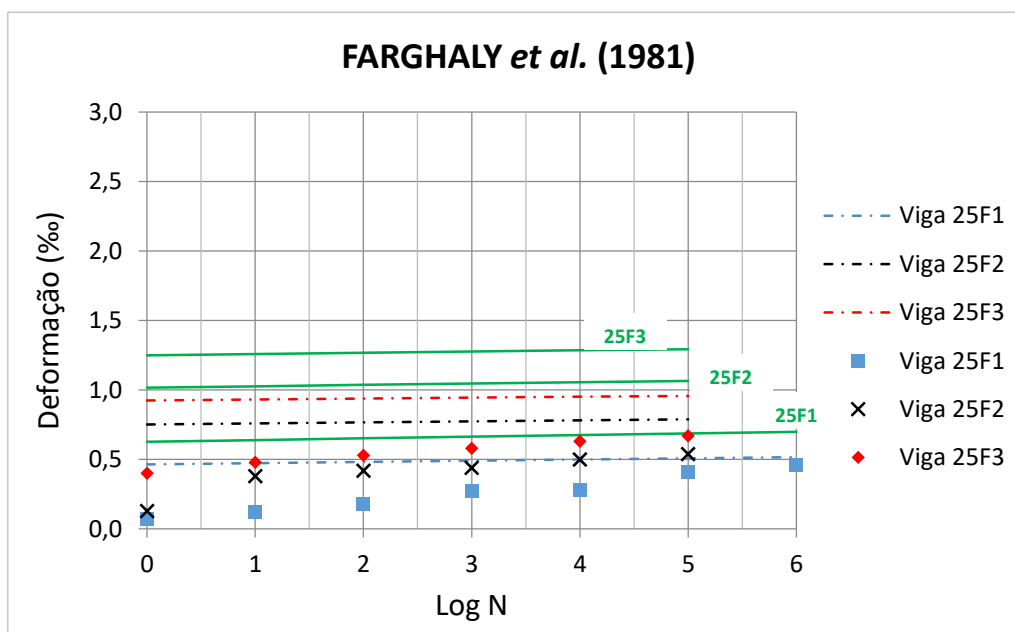


Figura 5.23: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de FARGHALY *et al.* (1981).

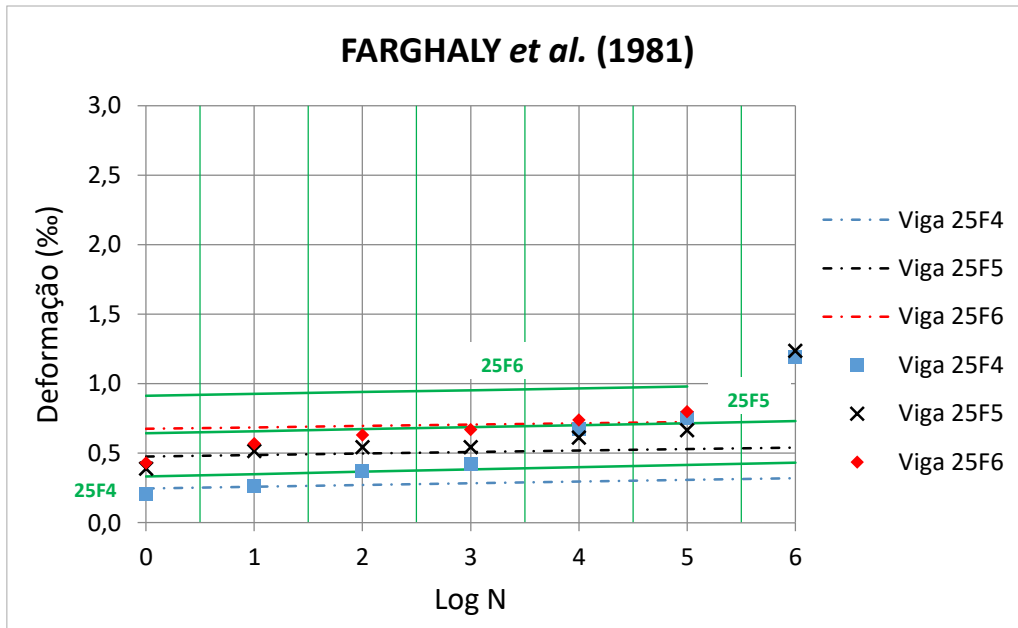


Figura 5.24: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de FARGHALY *et al.* (1981).

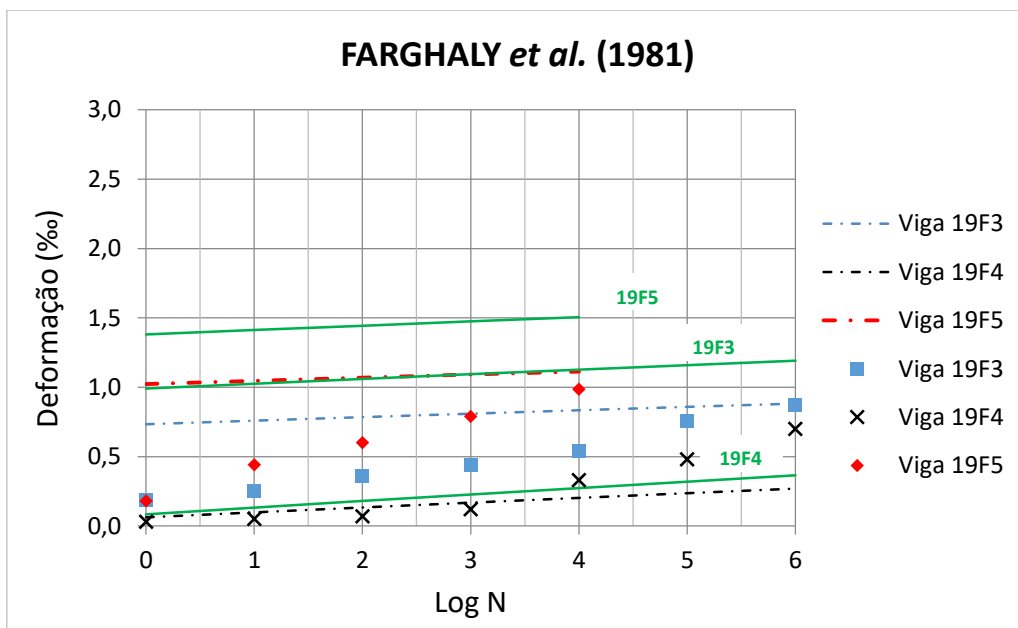


Figura 5.25: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de FARGHALY *et al.* (1981).

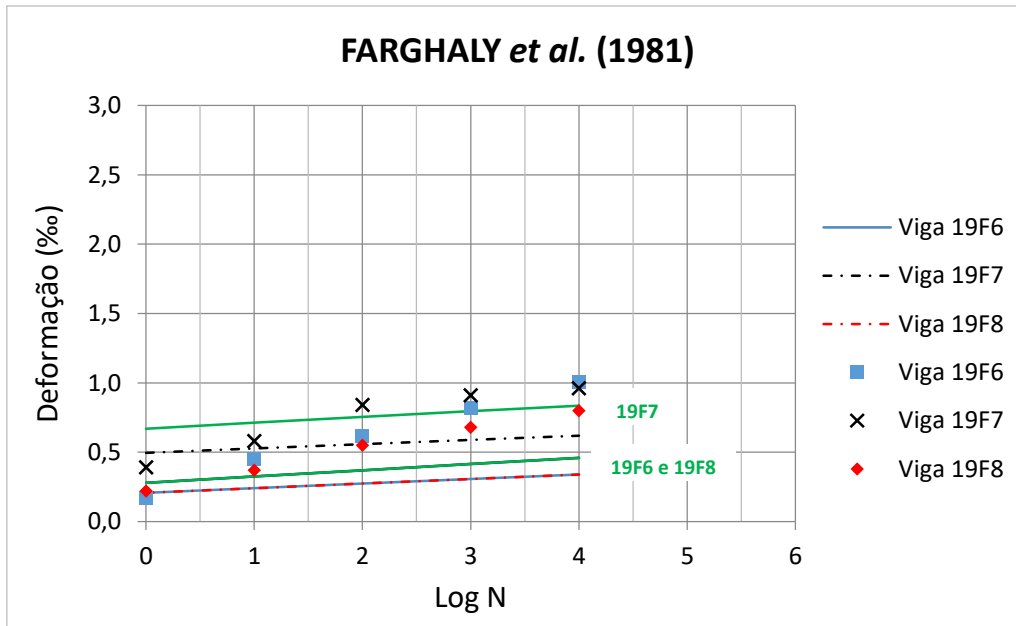


Figura 5.26: Deformações dos estribos x curva produzida pela Equação (5.5), vigas de FARGHALY *et al.* (1981).

Tabela 5.10: Resultados de FARGHALY *et al.* (1981) x Equação (5.5).

| Viga | 25F1 | equação | 25F2 | equação | 25F3 | equação |
|-------|----------------|---------|------|---------|------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,07 | 0,46 | 0,75 | 0,13 | 0,40 | 0,92 |
| 1 | 0,12 | 0,47 | 0,76 | 0,38 | 0,48 | 0,93 |
| 2 | 0,18 | 0,48 | 0,77 | 0,42 | 0,53 | 0,94 |
| 3 | 0,27 | 0,49 | 0,77 | 0,44 | 0,58 | 0,94 |
| 4 | 0,28 | 0,50 | 0,78 | 0,50 | 0,63 | 0,95 |
| 5 | 0,41 | 0,51 | 0,79 | 0,54 | 0,67 | 0,96 |
| 6 | 0,46 | 0,52 | | | | |

| Viga | 25F4 | equação | 25F5 | equação | 25F6 | equação |
|-------|----------------|---------|------|---------|------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,21 | 0,25 | 0,39 | 0,48 | 0,43 | 0,68 |
| 1 | 0,27 | 0,26 | 0,52 | 0,49 | 0,57 | 0,69 |
| 2 | 0,37 | 0,27 | 0,54 | 0,50 | 0,63 | 0,70 |
| 3 | 0,42 | 0,28 | 0,54 | 0,51 | 0,67 | 0,71 |
| 4 | 0,68 | 0,30 | 0,61 | 0,52 | 0,74 | 0,72 |
| 5 | 0,75 | 0,31 | 0,67 | 0,53 | 0,80 | 0,72 |
| 6 | 1,19 | 0,32 | 1,24 | 0,54 | | |

Tabela 5.10: Resultados de FARGHALY *et al.* (1981) x Equação (5.5).
(continuação)

| Viga | 19F3 | equação | 19F4 | equação | 19F5 | equação |
|--------------|-----------------------|---------|------|---------|------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,19 | 0,73 | 0,03 | 0,06 | 0,18 | 1,02 |
| 1 | 0,25 | 0,76 | 0,05 | 0,10 | 0,44 | 1,05 |
| 2 | 0,36 | 0,78 | 0,07 | 0,13 | 0,60 | 1,07 |
| 3 | 0,44 | 0,81 | 0,12 | 0,17 | 0,79 | 1,09 |
| 4 | 0,54 | 0,83 | 0,33 | 0,20 | 0,99 | 1,11 |
| 5 | 0,76 | 0,86 | 0,48 | 0,24 | | |
| 6 | 0,87 | 0,88 | 0,70 | 0,27 | | |

| Viga | 19F6 | equação | 19F7 | equação | 19F8 | equação |
|--------------|-----------------------|---------|------|---------|------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,17 | 0,21 | 0,39 | 0,50 | 0,22 | 0,21 |
| 1 | 0,45 | 0,24 | 0,58 | 0,53 | 0,37 | 0,24 |
| 2 | 0,62 | 0,27 | 0,84 | 0,56 | 0,55 | 0,27 |
| 3 | 0,82 | 0,31 | 0,91 | 0,59 | 0,68 | 0,31 |
| 4 | 1,01 | 0,34 | 0,96 | 0,62 | 0,80 | 0,34 |
| 5 | | | | | | |
| 6 | | | | | | |

As equações ajustadas acompanham a evolução das deformações dos estribos apresentando valores próximos entre os resultados do autor, exceto para viga 19F3, 19F4 e 19F5, que apresentaram valores diferentes do autor na curva traçada pela equação ajustada de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982). O valor da deformação da viga 19F4 com um 10.000 de ciclos foi de 0,33% e da equação ajustada de FARGHALY *et al.* (1981), 0,68%, para a equação ajustada de UEDA (1981) a viga 4F2-2 teve valor 0,20%.

As curvas produzidas através das equações originais de FARGHALY *et al.* (1981) e UEDA (1982) apresentaram um comportamento similar com os valores obtidos no programa experimental de CHANG e CHAI (1989), porém a equação proposta com a equação original de FARGHALY *et al.* (1981) mostrou-se mais ajustada com o comportamento real das deformações dos estribos das vigas de concreto, apesar dos resultados apresentados na viga 19F4.

5.4.2. Vigas com $V_{m\acute{a}x} < V_c$:

A Figura 5.27, a Figura 5.28 e a Tabela 5.11 apresentam comparações das curvas de deformações dos estribos produzidas pela equação proposta, Equação (5.6), e os

valores das deformações dos estribos obtidas no programa experimental. Na Figura 5.27 e na Figura 5.28, os pontos representam os valores das deformações dos estribos obtidas no programa experimental, e a curva traçada em linha cheia da cor preta representa os valores calculados pela equação original de FARGHALY *et al.* (1981).

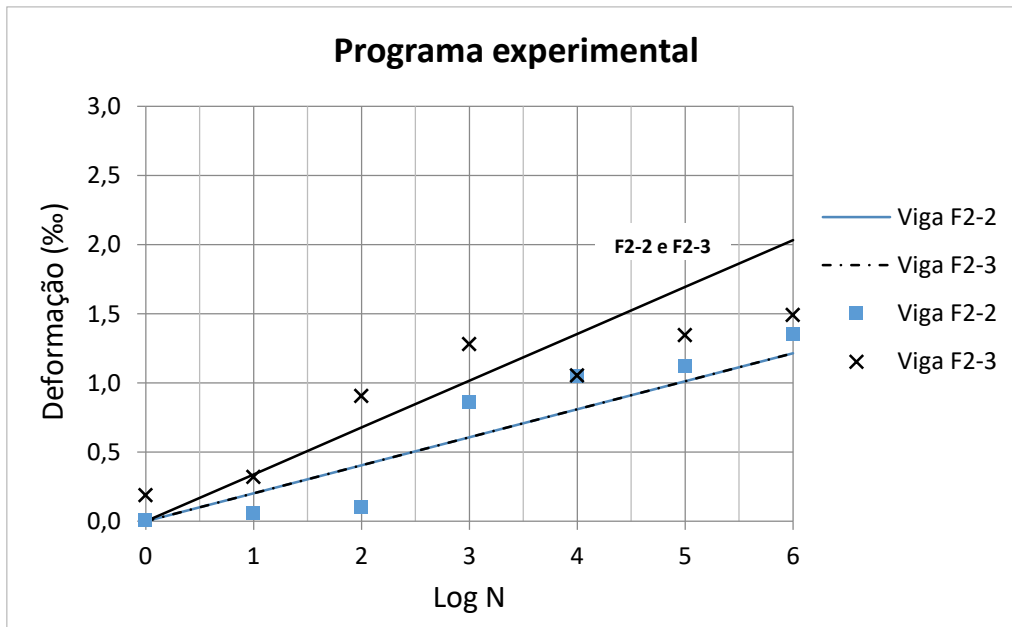


Figura 5.27: Deformações dos estribos x curva produzida pela equação proposta.

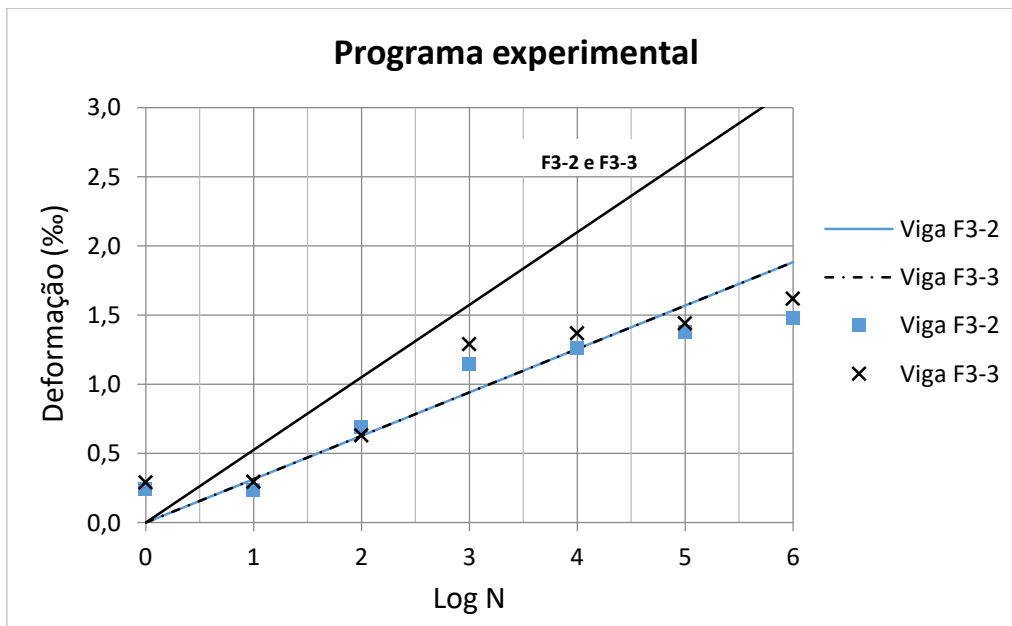


Figura 5.28: Deformações dos estribos x curva produzida pela equação proposta.

Tabela 5.11: Resultados deste trabalho x equação.

| Viga | F2-2 | equação | F2-3 | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|-------------|----------------|
| Log N | Deformação (%) | | | |
| 0 | 0,01 | 0,00 | 0,19 | 0,00 |
| 1 | 0,06 | 0,20 | 0,32 | 0,20 |
| 2 | 0,10 | 0,40 | 0,91 | 0,40 |
| 3 | 0,86 | 0,61 | 1,28 | 0,61 |
| 4 | 1,05 | 0,81 | 1,05 | 0,81 |
| 5 | 1,12 | 1,01 | 1,35 | 1,01 |
| 6 | 1,35 | 1,21 | 1,49 | 1,21 |

| Viga | F3-2 | equação | F3-3 | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|-------------|----------------|
| Log N | Deformação (%) | | | |
| 0 | 0,24 | 0,00 | 0,29 | 0,00 |
| 1 | 0,24 | 0,31 | 0,30 | 0,31 |
| 2 | 0,69 | 0,63 | 0,63 | 0,63 |
| 3 | 1,15 | 0,94 | 1,29 | 0,94 |
| 4 | 1,26 | 1,25 | 1,37 | 1,25 |
| 5 | 1,38 | 1,57 | 1,44 | 1,57 |
| 6 | 1,48 | 1,88 | 1,62 | 1,88 |

O comportamento das curvas das deformações dos estribos é de curva ascendente, e pode ser verificada uma dispersão dos resultados, principalmente depois de 100 ciclos. As vigas dos conjuntos F2 e F3 tiveram taxas de armadura transversal diferentes. As vigas F3-2 e F3-3 possuem taxas 37% menores que as vigas F2-2 e F2-3, porém, como as vigas receberam uma carga máxima ao cortante menor que a resistência do concreto ao cortante, percebe-se que existe uma influência do concreto nos resultados.

A equação proposta acompanha a evolução das deformações dos estribos apresentando valores abaixo, principalmente depois de 1.000 ciclos de carga. As taxas de armadura transversal dessas vigas são as menores dentre todas as vigas estudadas, e a menor taxa, 0,119%, tem cerca de 12% da maior taxa que é de UEDA (1982), 0,95%, acarretando maiores valores de deformação dos estribos. A equação proposta apresenta, como valor máximo com um milhão de ciclos, uma deformação de 1,21%. Nas vigas F2-2 e F2-3, as deformações são de 1,35% e 1,49%, diferenças de 0,14% e 0,28%, respectivamente.

A Figura 5.29, a Figura 5.30 e a Tabela 5.12 apresentam comparações das curvas de deformações dos estribos produzidas pela equação proposta com os valores das deformações dos estribos das vigas de concreto armado de UEDA (1982). Os pontos representam os valores das deformações dos estribos por UEDA (1982), a curva traçada em linha cheia da cor preta representa os valores calculados pela equação original de FARGHALY *et al.* (1981), e somente quatro vigas receberam $V_{m\acute{a}x} < V_c$ no presente trabalho.

As curvas de deformações das vigas de UEDA (1982) tiveram um comportamento linear e a equação segue praticamente igual à inclinação das curvas, sendo que uma viga rompeu antes de completar pelo menos dois milhões de ciclos, a viga FS7 (4) rompeu com cerca de 100.000 ciclos. A curva traçada pela equação proposta acompanha o comportamento das deformações dos estribos das vigas com valores muito próximos, principalmente para as vigas FS3 (4) e FL4 (4). A equação proposta apresenta como valor máximo com 100.000 de ciclos uma deformação de 0,30%. As vigas FS7 (4) e FL8 (4) apresentam deformação de 0,48‰ e 0,49‰, com diferenças de 0,18‰ e 0,19‰, respectivamente.

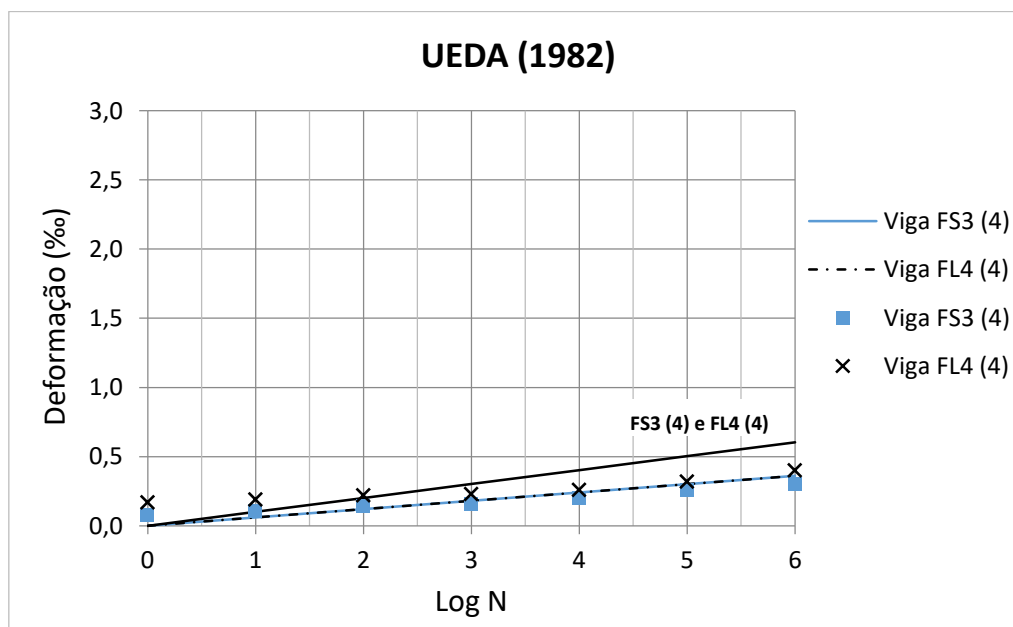


Figura 5.29: Deformações dos estribos x curva produzida pela equação proposta, vigas de UEDA (1982).

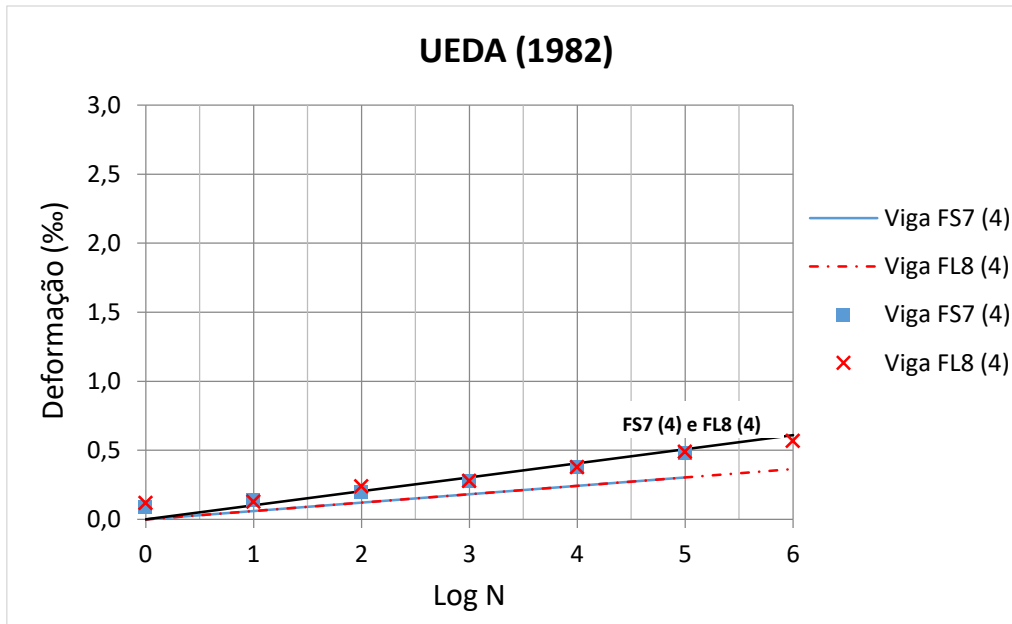


Figura 5.30: Deformações dos estribos x curva produzida pela equação proposta, vigas de UEDA (1982).

Tabela 5.12: Resultados de UEDA (1982) x equação.

| Viga | FS3 (4) | equação | FL4 (4) | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|
| Log N | Deformação (%) | | | |
| 0 | 0,08 | 0,00 | 0,17 | 0,00 |
| 1 | 0,11 | 0,06 | 0,19 | 0,06 |
| 2 | 0,14 | 0,12 | 0,22 | 0,12 |
| 3 | 0,16 | 0,18 | 0,23 | 0,18 |
| 4 | 0,20 | 0,24 | 0,26 | 0,24 |
| 5 | 0,26 | 0,30 | 0,32 | 0,30 |
| 6 | 0,30 | 0,36 | 0,40 | 0,36 |

| Viga | FS7 (4) | equação | FL8 (4) | equação |
|--------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|
| Log N | Deformação (%) | | | |
| 0 | 0,09 | 0,00 | 0,12 | 0,00 |
| 1 | 0,14 | 0,06 | 0,13 | 0,06 |
| 2 | 0,20 | 0,12 | 0,24 | 0,12 |
| 3 | 0,28 | 0,18 | 0,28 | 0,18 |
| 4 | 0,38 | 0,24 | 0,38 | 0,24 |
| 5 | 0,48 | 0,30 | 0,49 | 0,30 |
| 6 | | | 0,57 | 0,36 |

A Figura 5.31 e a Tabela 5.13 apresentam comparações das curvas de deformações dos estribos produzidas pela equação proposta com os valores das deformações dos estribos das vigas de concreto armado de CHANG e CHAI (1989). Os pontos representam os valores das deformações dos estribos por CHANG e CHAI (1989), a curva traçada em linha cheia da cor preta representa os valores calculados pela equação original de FARGHALY *et al.* (1981) e somente quatro vigas receberam $V_{m\acute{a}x} < V_c$ no presente trabalho.

As curvas de deformações das vigas de CHANG e CHAI (1989) até cerca de 100 ciclos praticamente não apresentaram valores de deformação nos estribos. Observa-se, nesse intervalo, a influência da resistência do concreto ao cortante. As deformações dos estribos das vigas, quando já próximos de 1000 ciclos apresentam um comportamento linear, e a curva da equação proposta segue praticamente igual à inclinação das curvas.

A curva traçada pela equação proposta acompanha o comportamento das deformações dos estribos das vigas com valores muito próximos, principalmente para as vigas 19F10 e 19F11. Para a viga 19F9, os valores apresentaram uma pequena diferença. A equação proposta apresenta, como valor máximo com 1000 de ciclos, uma deformação de 0,41%, e a deformação da viga de 0,69%, diferença de 0,28%.

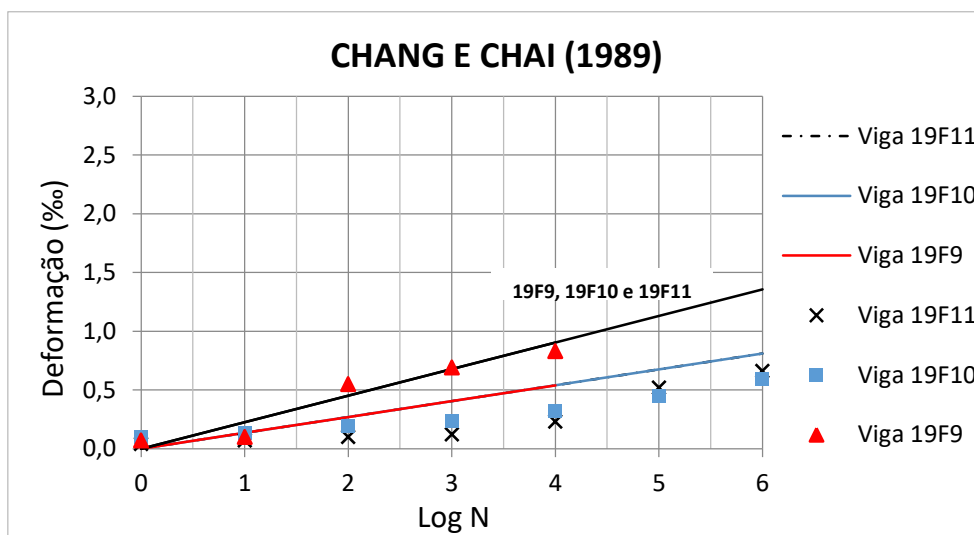


Figura 5.31: Deformações dos estribos x curva produzida pela equação proposta, vigas de CHANG e CHAI (1989).

Tabela 5.13: Resultados de CHANG e CHAI (1989) x equação.

| Viga | 19F9 | equação | 19F10 | equação | 19F11 | equação |
|-------|----------------|---------|-------|---------|-------|---------|
| Log N | Deformação (%) | | | | | |
| 0 | 0,07 | 0,00 | 0,10 | 0,00 | 0,04 | 0,00 |
| 1 | 0,10 | 0,14 | 0,13 | 0,14 | 0,07 | 0,14 |
| 2 | 0,55 | 0,27 | 0,19 | 0,27 | 0,10 | 0,27 |
| 3 | 0,69 | 0,41 | 0,23 | 0,41 | 0,12 | 0,41 |
| 4 | 0,83 | 0,54 | 0,32 | 0,54 | 0,23 | 0,54 |
| 5 | | | 0,45 | 0,68 | 0,52 | 0,68 |
| 6 | | | 0,59 | 0,81 | 0,66 | 0,81 |

No trabalho de FARGHALY *et al.* (1981) não houve viga de concreto armado ensaiada à fadiga com $V_{\text{máx}} < V_c$.

As deformações dos estribos das vigas apresentam resultados dispersos, e o ajuste dos índices β_x e k das equações tem como objetivo obter resultados mais próximos, apesar da dificuldade de representar um comportamento complexo de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga.

As equações que apresentaram os melhores resultados, ou seja, que representaram melhor a evolução das deformações dos estribos das vigas de concreto, foram as equações ajustadas a partir de FARGHALY *et al.* (1981) para os dois casos, $V_{\text{máx}} \geq V_c$ e $V_{\text{máx}} < V_c$, Equação (5.4), pág. 110, e Equação (5.6), pág. 110, respectivamente.

Ainda buscando analisar os resultados obtidos pela equação proposta, serão verificados, considerando a dispersão dos resultados no comportamento à fadiga de estruturas de concreto, os valores que superam em até 0,5% os valores calculados pela equação.

As ilustrações da Figura 5.32 a Figura 5.45 mostram o relacionamento entre as deformações das vigas da literatura e deste trabalho com os valores calculados com as equações propostas para $\text{Log } N = 4$ e $\text{Log } N = 6$, que superam em até 0,5% os valores calculados pela equação.

Para as vigas de concreto armado com $V_{\text{máx}} > V_c$:

Na Figura 5.32, a viga F4-2 tem um valor de deformação que supera em 0,5‰ o valor da equação proposta em $\text{Log } N = 4$, enquanto, na Figura 5.33, as vigas apresentam valores bem próximos para $\text{Log } N = 6$.

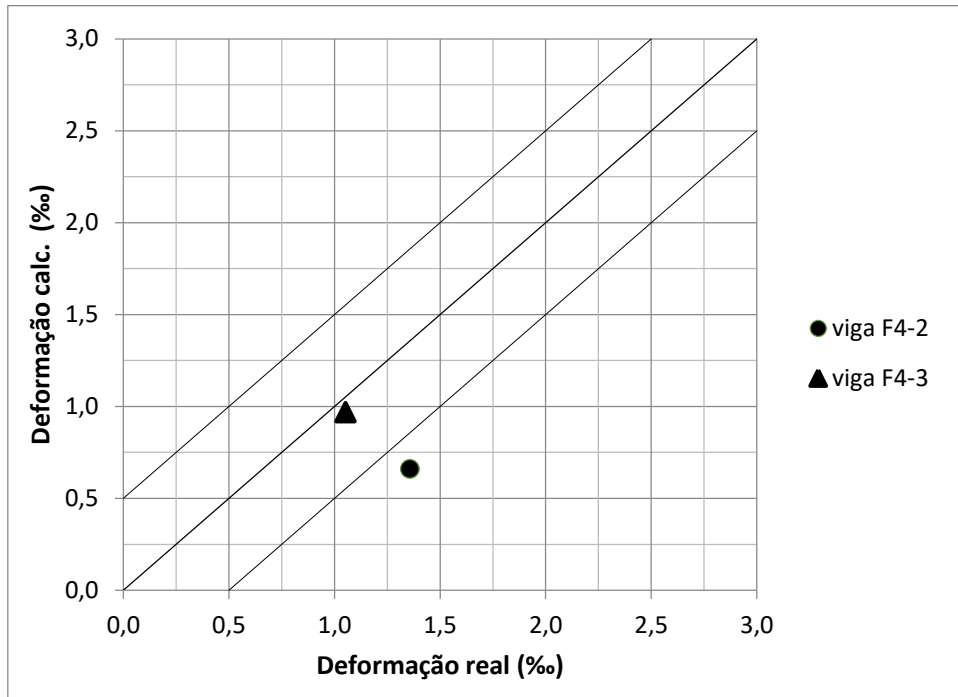


Figura 5.32: Deformações das vigas x deformações calculadas, $\text{Log } N = 4$.

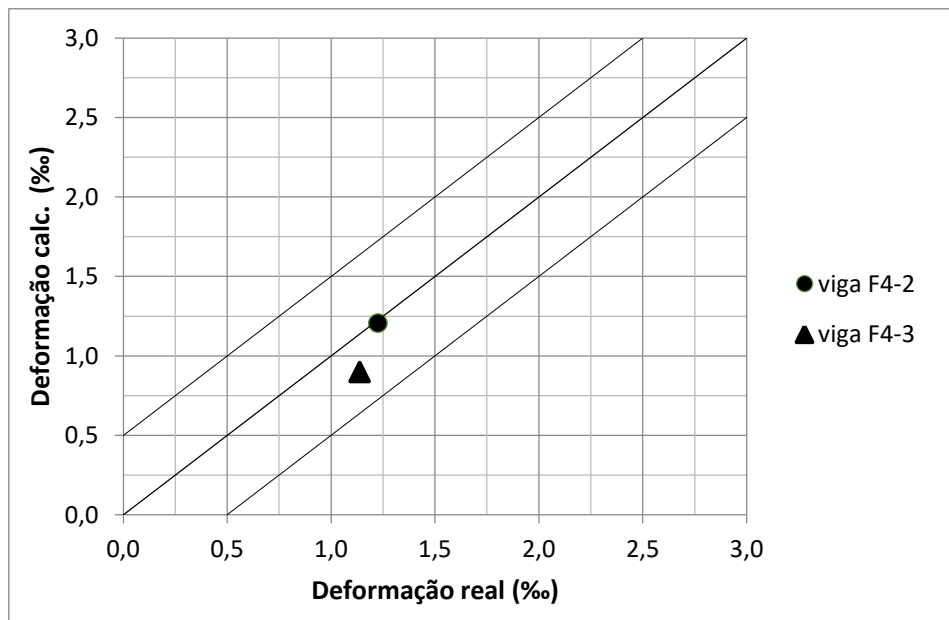


Figura 5.33: Deformações das vigas x deformações calculadas, $\text{Log } N = 6$.

Na Figura 5.34, duas vigas de UEDA (1982), FL8 (4) e FS7 (4), têm valores de deformação próximos do limite em 0,5% do valor da equação proposta em $\text{Log } N = 4$, enquanto, na Figura 5.35, as vigas apresentam valores muito próximos para $\text{Log } N=6$.

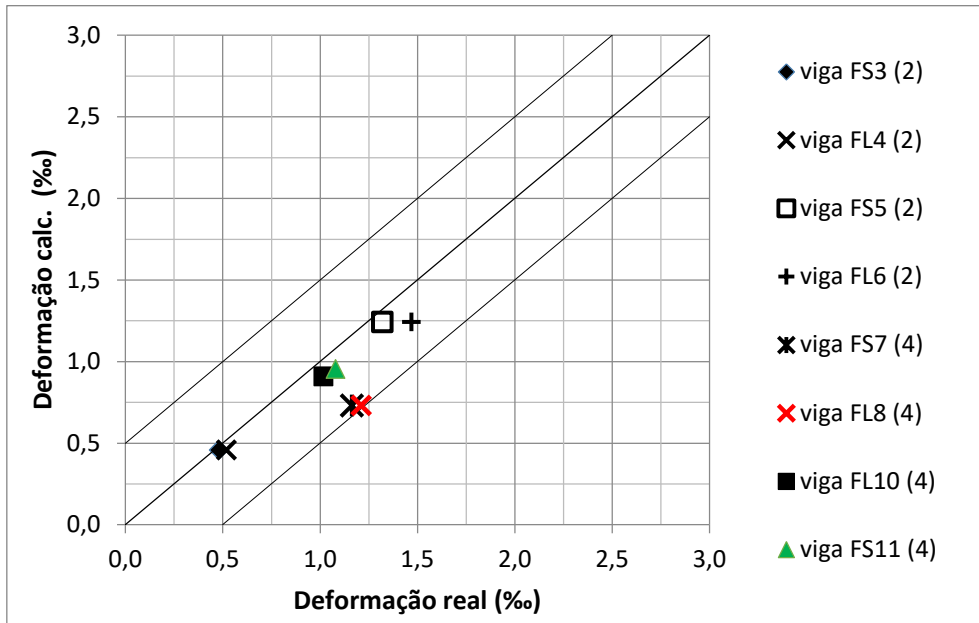


Figura 5.34: Deformações das vigas, UEDA (1982) x deformações calculadas, $\text{Log } N = 4$.

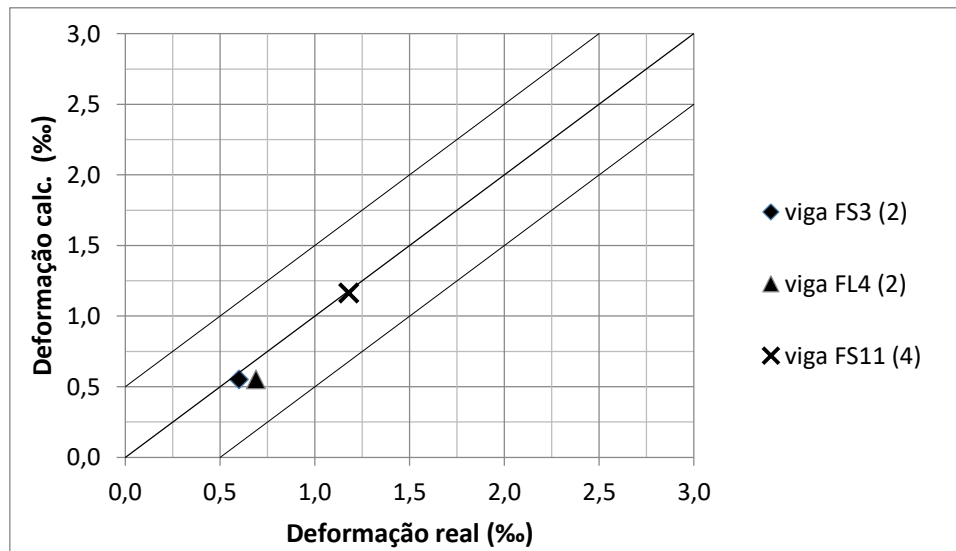


Figura 5.35: Deformações das vigas, UEDA (1982) x deformações calculadas, $\text{Log } N = 6$.

Na Figura 5.36, uma viga de CHANG e CHAI (1989), 4F2-2, tem valor de deformação que supera em 0,5% o valor da equação proposta em $\text{Log } N = 4$, enquanto, na Figura 5.37, duas vigas superam o valor para $\text{Log } N = 6$.

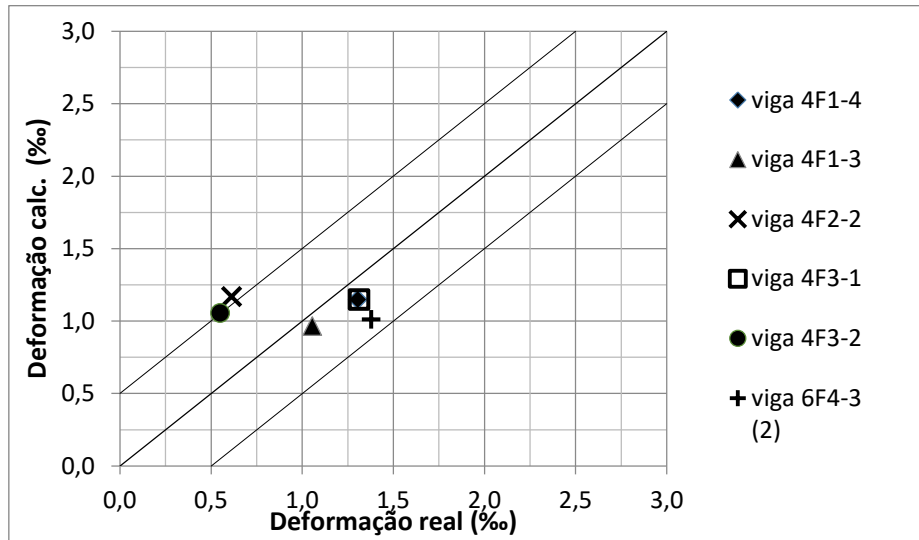


Figura 5.36: Deformações das vigas, CHANG e CHAI (1989) x deformações calculadas, $\text{Log } N = 4$.

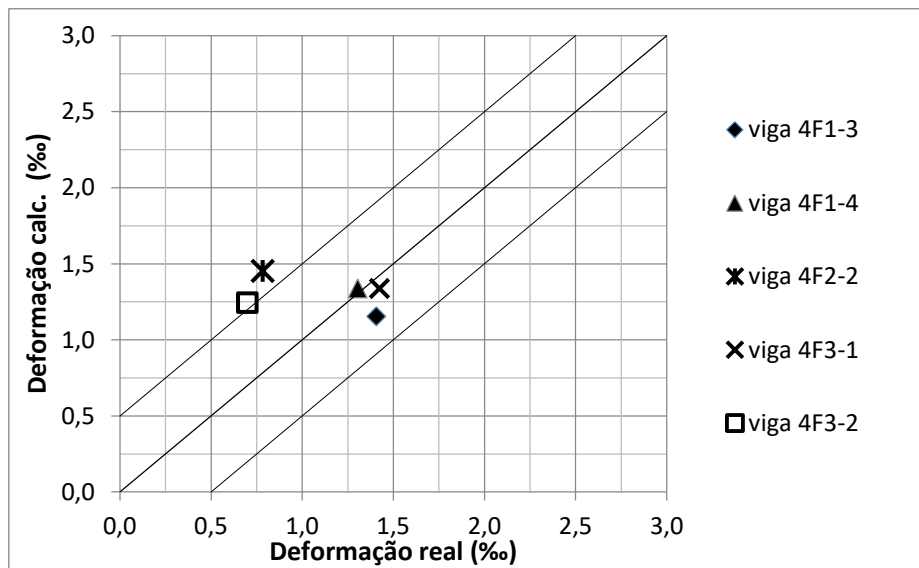


Figura 5.37: Deformações das vigas, CHANG e CHAI (1989) x deformações calculadas, $\text{Log } N = 6$.

Na Figura 5.38, nenhuma das vigas de FARGHALY *et al.* (1981) superou em 0,5% o valor da equação proposta em $\text{Log } N = 4$, e, na Figura 5.39, uma viga superou o valor para $\text{Log } N = 6$.

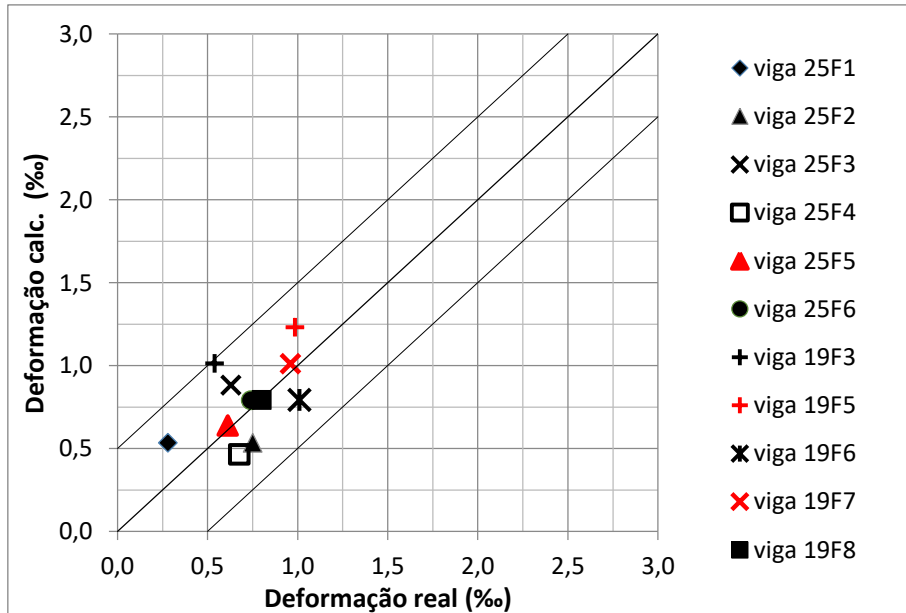


Figura 5.38: Deformações das vigas, FARGHALY *et al.* (1981) x deformações calculadas, $\text{Log } N = 4$.

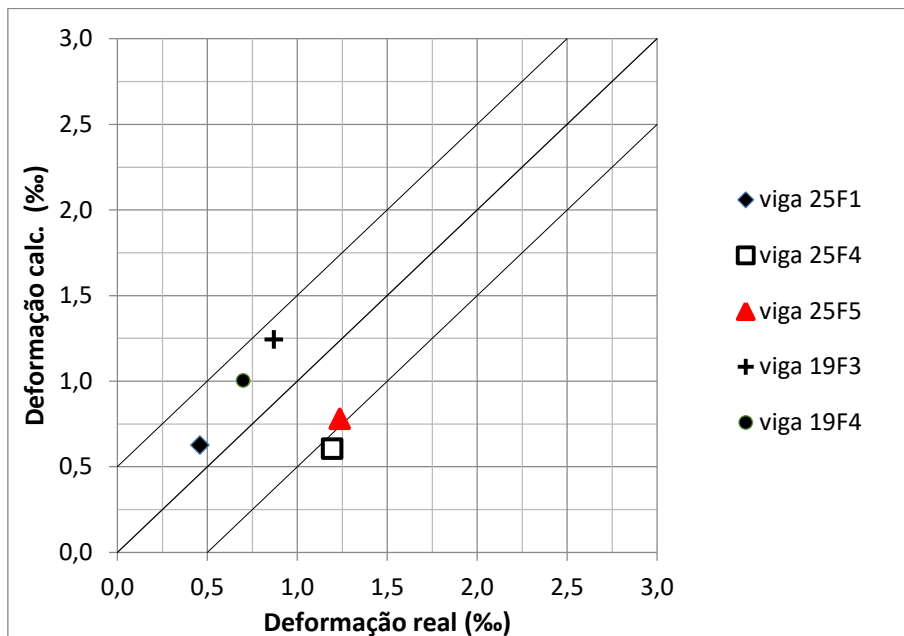


Figura 5.39: Deformações das vigas, FARGHALY *et al.* (1981) x deformações calculadas, $\text{Log } N = 6$.

- Para as vigas de concreto armado com $V_{\text{máx}} < V_c$:

Na Figura 5.40 e na Figura 5.41, nenhuma viga tem valor de deformação que supera em 0,5‰ o valor da equação proposta em $\text{Log } N = 4$ e para $\text{Log } N = 6$.

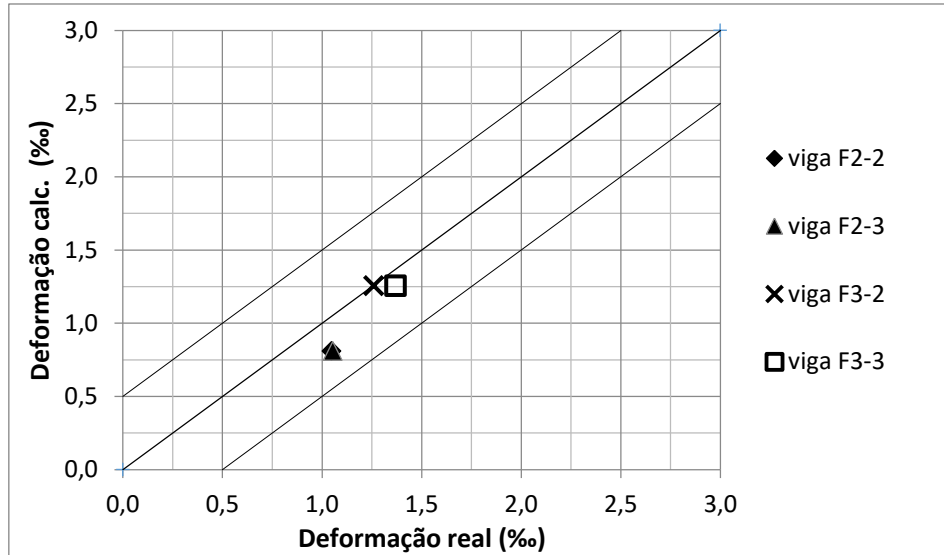


Figura 5.40: Deformações das vigas x deformações calculadas, $\text{Log } N = 4$.

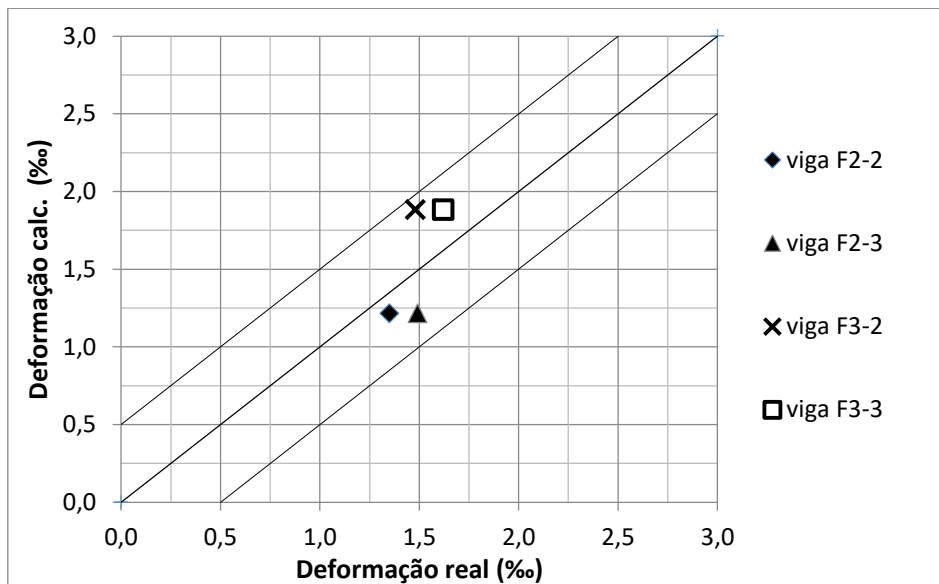


Figura 5.41: Deformações das vigas x deformações calculadas, $\text{Log } N = 6$.

Na Figura 5.42 e na Figura 5.43, nenhuma viga supera em 0,5‰ o valor da equação proposta em $\text{Log } N = 4$, e, para $\text{Log } N = 6$, as vigas apresentam valores muito próximos.

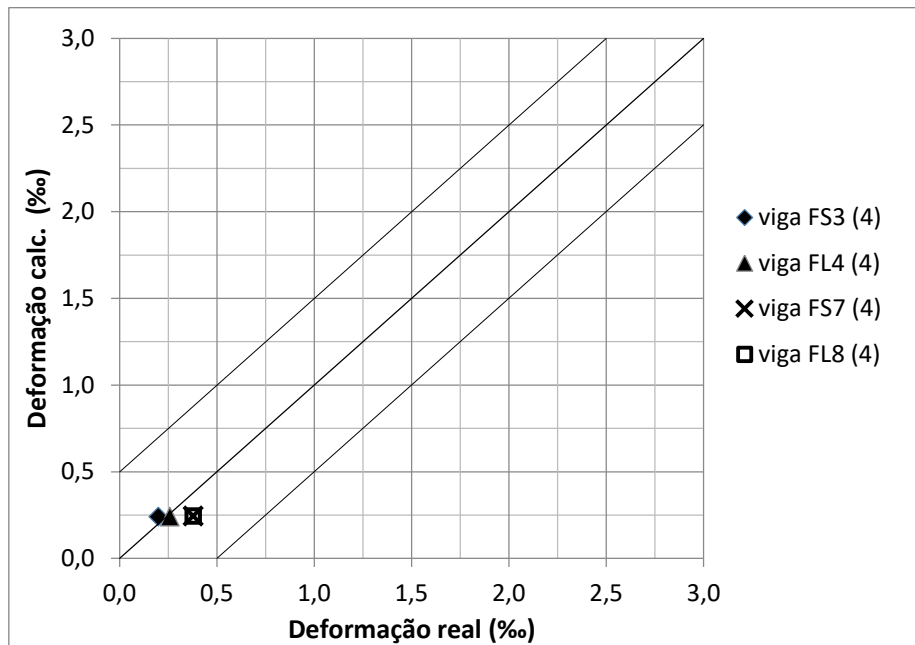


Figura 5.42: Deformações das vigas, UEDA (1982) x deformações calculadas, $\text{Log } N = 4$.

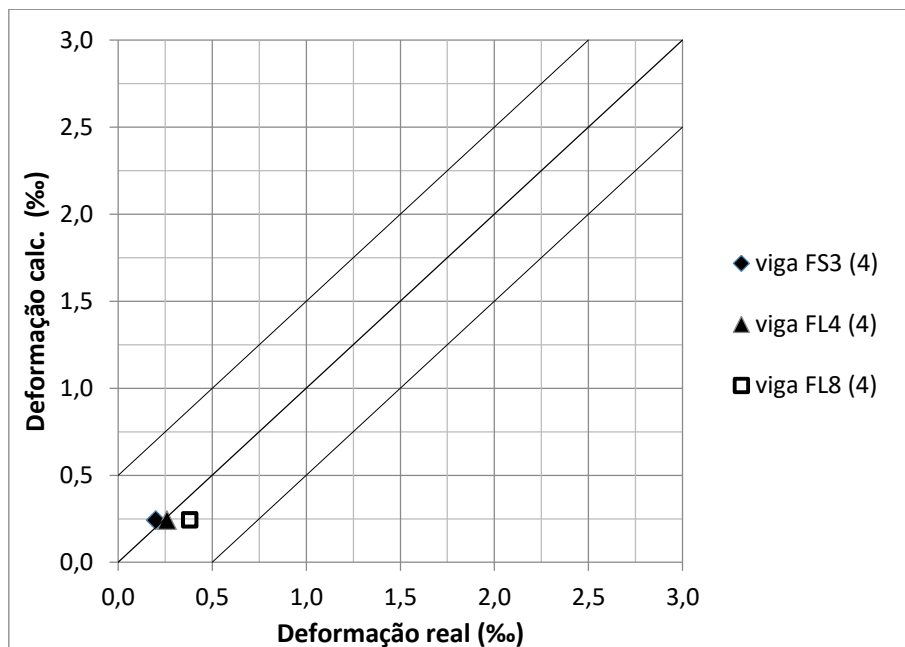


Figura 5.43: Deformações das vigas, UEDA (1982) x deformações calculadas, $\text{Log } N = 6$.

Na Figura 5.44 e na Figura 5.45, nenhuma viga supera em 0,5‰ o valor da equação proposta em Log N = 4 e para Log N = 6, e, na Figura 5.45 as vigas apresentam valores muito próximos.

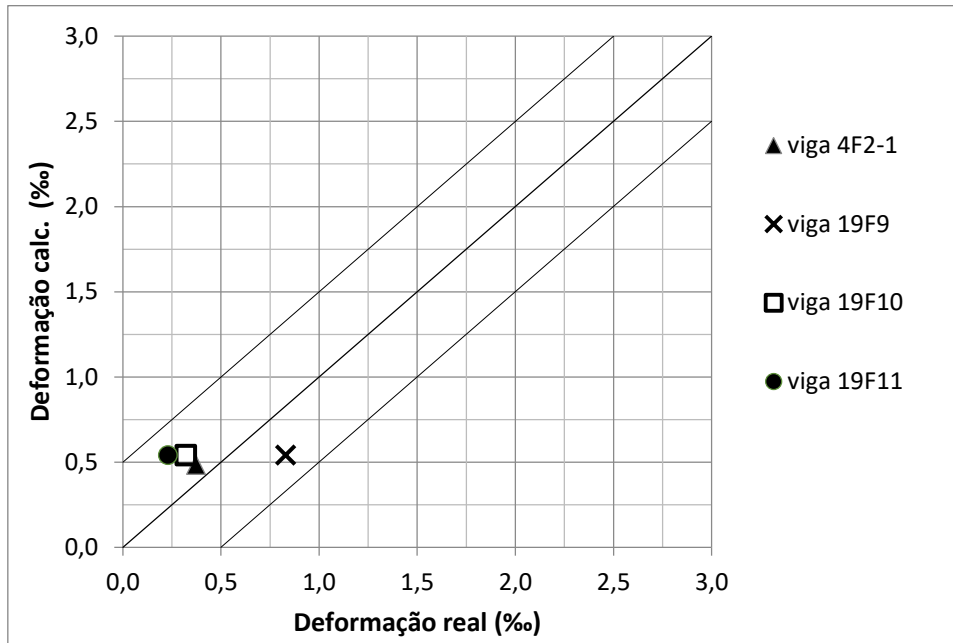


Figura 5.44: Deformações das vigas, CHANG e CHAI (1989) x deformações calculadas, Log N = 4.

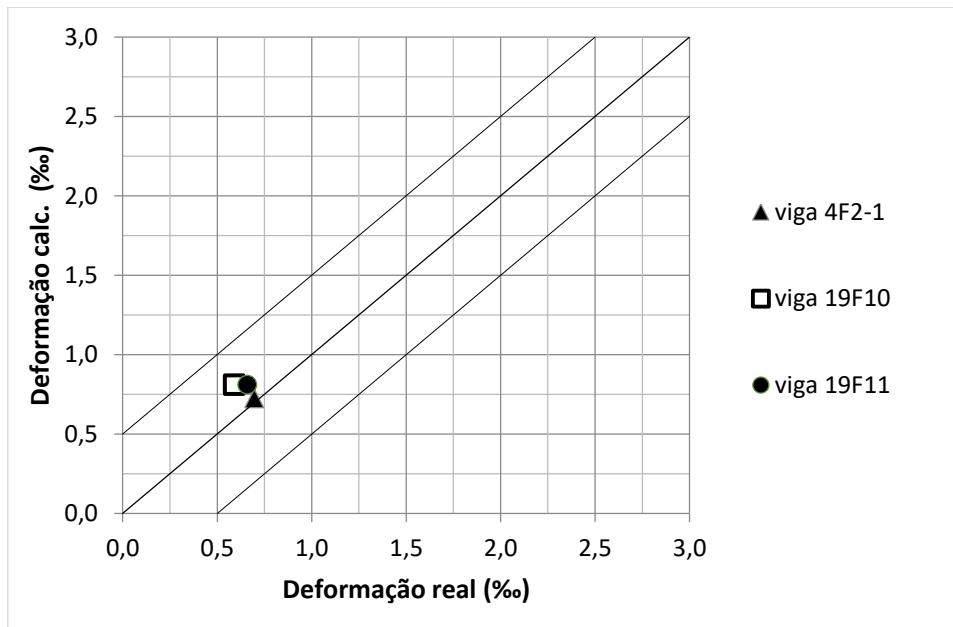


Figura 5.45: Deformações das vigas, CHANG e CHAI (1989) x deformações calculadas, Log N = 6.

Neste capítulo, uma equação para cálculo da deformação de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga foi proposta. Esse modelo foi verificado com trabalhos experimentais anteriores realizados em vigas de concreto armado, bem como com os ensaios realizados neste trabalho.

A análise dos resultados foi realizada em 51 vigas de concreto armado de seção transversal retangular e em forma de T, com resistência do concreto à compressão de 18,6 MPa a 42,25 MPa, comprimento de 1,90 m a 3,5 m, largura de 15 cm a 30 cm e com taxa de armadura transversal de 0,119 % a 0,95%.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1. Considerações finais

O concreto, há muitas décadas, tem sido utilizado no mundo em estruturas de edificações, em obras de arte especiais, como pontes, viadutos e passarelas, em pavimentos rígidos. As estruturas de concreto são submetidas a um elevado número de ciclos de carga, e o seu desempenho pode ser afetado por efeitos da fadiga.

Nesse contexto, amplia a importância do melhor entendimento do fenômeno de fadiga nas estruturas de concreto, elevando o grau de importância do seu tratamento pelas normas internacionais. A principal motivação deste estudo foi procurar responder e tratar de limitações das normas atuais.

A fim de compreender e formular equações que possam calcular as deformações de estribos em vigas de concreto armado submetidas a carregamento por fadiga, foi elaborado um programa experimental com 12 vigas de concreto armado com 3,5 m de comprimento e seção transversal retangular 15 x 35 cm, biapoiadas e submetidas a um carregamento a quatro pontos. As vigas foram divididas em quatro conjuntos, cujo parâmetro avaliado na viga foi a sua taxa de armadura transversal. A carga foi aplicada em posição tal que fosse respeitada a relação $a/d = 3,43$ e o concreto teve resistência média à compressão de 42,27 MPa.

A partir dos resultados e com a formulação do objetivo geral da tese e correspondentes objetivos específicos propostos, apresentam-se, de forma sintética, conclusões e recomendações para a pesquisa realizada.

6.2. Conclusões

A partir dos vários resultados encontrados na literatura sobre comportamento do cortante de vigas de concreto armado à fadiga e dos resultados obtidos nos ensaios à fadiga de 12 vigas de concreto armado deste trabalho, pôde-se chegar às seguintes conclusões expostas na sequência do texto.

6.2.1. Quanto aos ensaios estáticos:

- Todas as vigas romperam ao cisalhamento e no ensaio à fadiga todas as vigas ensaiadas suportaram os dois milhões de cargas repetidas, posteriormente foram rompidas estaticamente; verificou-se uma queda na resistência estática das vigas; a viga com maior taxa de armadura transversal teve uma queda de 28,17 % e a de menor 4,8%.
- Constatou-se que quanto maior a taxa de armadura transversal, maior foi a carga de ruptura, sendo a carga de ruptura da viga E1-1, 31,38% da resistência da viga E4-1.
- As primeiras fissuras de flexão surgiram para valores de carga relativamente baixos, em torno de 30% a 40% da carga de ruptura estática.
- A maior deformação do concreto das vigas ocorreu na viga E4-1, próximo a 3,0‰, viga que possui maior taxa de armadura transversal; a viga que apresentou menor deformação no concreto foi a viga E1-1, sem estribos, 1,4‰.
- Na viga E4-1, a armadura longitudinal escoou com deformação superior a 4,0‰, maior valor entre as vigas; em relação às curvas das deformações dos estribos, o estribo 2 foi o mais solicitado, principalmente na viga E4-1.
- Os estribos apresentaram uma deformação quase nula até a carga aplicada pelo pistão estar próxima de 100 kN, produzindo um esforço cortante de 50 kN, sendo esse o valor atingido nas vigas para o surgimento da fissura diagonal de cisalhamento visível, fissuras maiores de 0,2 mm de abertura.

6.2.2. Quanto aos ensaios à fadiga:

- Os ensaios à fadiga das vigas foram executados com a relação $a/d = 3,43$ e relação entre tensão máxima aplicada e carga última de ruptura igual a 0,5 e 0,6; verificou-se pouca influência nos valores das deformações dos estribos alterando a relação de tensão de 0,5 para 0,6.
- As vigas F2-2 e F2-3 apresentaram comportamento semelhante; o concreto na viga F2-3 teve a maior deformação, superior a 1,5‰; a diferença entre elas foi de 0,58‰, com um milhão de ciclos.

- Nas vigas F3-2 e F3-3, o concreto teve um comportamento quase idêntico; as armaduras longitudinais e transversais também tiveram um comportamento similar, porém o estribo 2 da viga F3-2 apresentou uma deformação muito próxima da viga F3-3, que recebeu uma carga máxima no cortante de 20% superior.
- As vigas F3-2 e F3-3, vigas com menores taxa de armadura transversal, apresentaram deformações ligeiramente maiores em comparação com as vigas com estribo; a diferença entre elas residiu em 0,06‰, com 100.000 ciclos.
- As vigas F4-2 e F4-3, vigas com maiores taxa de armadura transversal, apresentaram comportamento semelhante nos valores de deformação do concreto, armadura longitudinal e transversal; essas vigas apresentaram valores de deformação nos estribos, em geral, menores do que das outras vigas com estribos, sendo que a diferença entre elas consistiu em 0,17‰, com 10.000 ciclos; ainda que possuindo mais de três vezes a taxa de armadura transversal das vigas F3-2 e F3-3, os valores de deformação nos estribos não foram tão menores.
- As deformações do concreto das vigas ensaiadas à fadiga apresentaram um comportamento similar, principalmente entre $\text{Log } N = 2$ e $\text{Log } N = 4$; no final do ensaio à fadiga, os valores foram dispersos, sendo que nenhuma viga rompeu por esmagamento do concreto.
- As armaduras longitudinais mostraram um comportamento disperso tendo como deformação máxima 1,70 ‰, valor coerente, considerando a taxa de armadura longitudinal em 3,01‰.
- As deformações dos estribos apresentaram um comportamento similar, sendo que o estribo 1 teve, como valor máximo de deformação, 1,32‰, enquanto o estribo 2 apresentou deformação de 1,62 ‰.
- O estribo 2 foi o estribo mais solicitado nas vigas; na medida em que os ciclos aumentam, observou-se que a dispersão dos valores também cresce, ocorrência comum em comportamento de estruturas ao carregamento sob fadiga.
- A deformação do estribo está intimamente relacionada com a formação de fissuras diagonais; o aumento mais acelerado das deformações nos estribos começou depois que surgiram as primeiras fissuras inclinadas; a carga que iniciou a fissura

inclinada foi muito próxima da carga de ruptura das vigas sem armadura transversal.

- A taxa de armadura transversal teve pouca influência no comportamento à fadiga das deformações dos estribos.
- Constatou-se que a carga máxima aplicada, taxa de armadura, resistência à compressão do concreto, a relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil são os parâmetros mais influentes no comportamento da fadiga ao cortante de vigas de concreto armado.
- Baseando-se nos resultados dos ensaios do programa experimental deste trabalho e a partir dos resultados experimentais obtidos nos outros estudos referenciados, propuseram-se duas equações para cálculo da deformação de estribos de vigas de concreto armado sob carregamento à fadiga, uma para o caso quando a viga recebe $V_{\max} \geq V_c$ e outra Equação para o caso $V_{\max} < V_c$, Equação (5.4), pág. 110 e Equação (5.6), pág. 110, respectivamente.
- Visando o aprimoramento dos resultados, utilizaram-se as equações apresentadas por FARGHALY *et al.* (1981) e por UEDA (1982), onde foram ajustados os índices β_x e k de maneira que os resultados fossem mais próximos dos valores reais.
- Percebeu-se uma melhor aproximação entre a deformação real do estribo e a deformação esperada ao se utilizar as equações propostas nesta pesquisa.
- Pode-se afirmar que o comportamento à fadiga de vigas de concreto armado é complexo, especialmente porque cada viga mostra, em certa medida, uma reação diferente face ao carregamento de fadiga devido a sua não homogeneidade.

6.3. Recomendações e sugestões

Sugerem-se para futuros trabalhos, com o objetivo de esclarecer melhor alguns tópicos, os assuntos dispostos a seguir.

- Avaliação do comportamento do cortante de vigas de concreto armado à fadiga alterando a carga máxima e mínima aplicada.
- Estudo sobre a influência de relações de tensões no ensaio à fadiga, maiores que 0,6.
- Estudo em vigas com outros tipos de seção transversal.

- Avaliação do comportamento do cortante à fadiga em vigas de concreto protendido.
- Avaliação do comportamento do cortante à fadiga em vigas de concreto de alta resistência.
- Estudos sobre a influência da largura do apoio e do tipo de apoio (apoio direto, apoio indireto e apoio elástico) no comportamento do cortante de vigas de concreto armado à fadiga.
- Estudos sobre a influência do tipo de carregamento (carga concentrada ou distribuída) no comportamento do cortante de vigas de concreto armado à fadiga.
- Estudos adicionais da capacidade resistente do concreto ao cortante em ensaios à fadiga.
- Proposição de modelos potencialmente mais fidedignos que os propostos por FARGHALY *et al.* (1981) e por UEDA (1982), referências da literatura adotadas em especial nesta tese, mediante o emprego de técnicas de algoritmos genéticos e redes neurais, entre outras, a serem formulados com base em dados disponibilizados na literatura.
- Monitoramento constante de estruturas de obras de arte especiais, como pontes e viadutos, torres eólicas, estruturas *offshore*, entre outras, que são submetidas a um elevado número de ciclos de carga e o seu desempenho pode ser afetado por efeitos da fadiga.

Por fim, almeja-se que o presente trabalho contribua para novos avanços na formulação de códigos de estrutura de concreto, incluindo uma verificação completa de segurança quanto à fadiga por cortante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AITCIN, P. C. **Concreto de Alto Desempenho**. São Paulo: PINI, 2000.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 215R-2: **Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loads**, Michigan, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **ABNT NBR 5738 – Concreto – Procedimentos Para Moldagem e Cura de Corpos de Prova**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **ABNT NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **ABNT NBR 6892. Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente**, Rio de Janeiro, Novembro 2002.

BALBO, J.T., **Contribuição à análise estrutural de reforços com camadas ultradelgadas de concreto de cimento Portland sobre pavimentos asfálticos**. Tese (livre-Docência), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 195 p., São Paulo, 1999.

BALBO, J. T., “Performance in Fatigue Cracking of High Strength Concrete as Ultra-Thin Whitetopping”. In: **Compendium of papers CD Room of the 82 nd. Annual meeting. Transportation Research Board**, Washington, D.C, 2003.

CAIXETA, E. C., **Investigação experimental da fadiga em lajes de pontes com ou sem pré-lajes**. Dissertação de M. Sc., Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2010.

CALLISTER, J. W. D., **Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução**. 5ª ed. LTC Editora. p.589, 2002.

CASTRO, F. A. B., **Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado – Estudo Paramétrico**. M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1997.

CAVALCANTI, P. S. P. **Investigação Experimental da Fadiga ao Cisalhamento em Lajes de Pontes com Pré-lajes**. 209p. M.Sc. – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – São Paulo, 2011.

CERVO, T. C., **Estudo da resistência à fadiga de Concretos de Cimento Portland para Pavimentação**. São Paulo: EPUSP/USP, Tese Doutorado, 2004.

CHANG, D e CHAI, W., “A study on the fatigue strength behavior of reinforced concrete structures”. **International Journal of Pressure Vessels and Piping (IJPVP)**, 40(1), pp. 51-75, 1989.

CHANG, T. S. e KESLER, C. E. “Fatigue behaviour of reinforced concrete beams”. **ACI Journal**, 55(8), 1958^a, pp. 245–254, 1958.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON – CEB **Fatigue of Concrete Structures**. Bulletin d’Information No. 188. Dubrovnik: CEB, 1988.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London, Thomas Telford, 1993.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 2010**. Berlin, Alemanha, 2010.

CRUZ, P. J.S., FRANGOPOL, D. M. y NEVES, L. C. C., “Bridge maintenance, safety, management, life-cycle performance and cost: proceedings of the third International”. **Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management**, 2006.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, **Design of Concrete Structures, Part 1**, EUROCODE 2, General Rules and Rules for Buildings, 2005.

FARGHALY, S. A., **Shear design of reinforced concrete beams for static and repeated loads**. Tesis Doctoral, University of Tokyo, Tokyo, Japan, 1979.

FARGHALY, S. A., OKAMURA, H., e UEDA, T., “Behaviors of reinforced concrete beams with stirrups failing in shear under fatigue loading”. **Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers (JSCE)**, 1(308), pp. 109–122, 1981.

FURTAK, K., “Ein Verfahren zur berechnung der betonfestigkeit unter schwelenden belastungen”. **Cement and Concrete Research**, v. 14, pp. 855-865, 1984.

GALLEGO, J.M., ZANUY, C., ALBAJAR, L., “Shear fatigue behaviour of reinforced concrete elements without shear reinforcement”. **Engineering Structures**. v.79 (2014), pp 45-57, 2014.

GEBREYOUHANNES, E., CHIJIWA, N., CHIKAKO FUJIYAMA, C., e KOICHI MAEKAWA, K., “Shear Fatigue Simulation of RC Beams Subjected to Fixed Pulsating and Moving Loads”. **Journal of Advanced Concrete Technology**, Vol. 6, No. 1, 215-226, 2008.

HANSON, J. M., “Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading”. **ACI Journal**, Report by ACI Committee 215, v. 71, n° 3, pp. 97-120, 1974.

HAWKINS, N. M., “Fatigue Characteristics In Bond And Shear Of Reinforced Concrete Beams”. **ACI Special Publication**, v.41, pp. 204–236, 1974.

HIGAI, T., “Fundamental study on shear failure of reinforced concrete beams”. **Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers (JSCE)**, 1(279), pp. 113–126, 1978.

KANI, G. N. J., “The riddle of shear failure and its solution”. **ACI Journal Proceedings**, 61(4), pp. 441–468, 1964.

KHAJA, M, N., SHERWOOD, E, G., “Does the shear strength of reinforced concrete beams and slabs depend upon the flexural reinforcement ratio or the reinforcement strain?”, **Canadian Journal of Civil Engineering**, 36p, 2013.

KOHL, M. und ROMBACH, G., “Ermüdungsfestigkeit zyklisch beanspruchter Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung”. **Beton- und Stahlbetonbau**, vol. 113 (5), 2018.

KWAK, Kae-Hwan, e PARK, Jong-Gun., “Shear-fatigue behavior of high-strength reinforced concrete beams under repeated loading”. **Structural Engineering and Mechanics**, 11(3), 301–314, 2001.

LARANJEIRAS, A. C. R., “**Fadiga das estruturas de concreto**”. In: **SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO**, 2., São Paulo, 1990. Anais. São Paulo, EPUSP, v. 1, p. 187-232, 1990.

LIU, F. e ZHOU, J., “Fatigue Strain and Damage Analysis of Concrete in Reinforced Concrete Beams under Constant Amplitude Fatigue Loading”. **Hindawi Publishing Corporation: Shock and Vibration**, Vol. 2016, 7 p., 2016.

MAGGI, P.L.O., **Comportamento de pavimentos de concreto estruturalmente armados sob carregamentos estáticos e repetidos**. 205p. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Universidade de São Paulo – São Paulo, 2004.

MENEGHETTI, L. C., **Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida**. 277p. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Porto Alegre, 2007.

NORDBY, G.M., “Fatigue of concrete – a review of research”. Journal of the American Concrete Institute. In: **Symposium sponsored by ACI Committee 215**, pp. 191-219, 1958.

OH, B. H., 1991b, “Fatigue - life distributions of concrete for various stress levels”. **ACI Materials Journals**, nº 88, pp. 122-127, 1991.

OLIVEIRA, P.L. **Projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto**. 246p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade de São Paulo – São Paulo, 2000.

QUEIRÓZ, R. R., **Taxa de Armadura Mínima de Flexão e de Cortante em Vigas de Concreto Armado**, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1999.

RILEM, “Long term random dynamic loading of concrete structures”. **Congreso Internacional de Modelos Mecánicos en Ingeniería Estructural**, 17(97), 1984.

RUHNAU, J., “Influence Of Repeated Loading On The Stirrup Stress Of Reinforced Concrete Beams”. **ACI Materials Journals**, nº 42, pp. 169-182, 1974.

RUIZ, M. F., ZANUY, C., NATÁRIO, F., GALLEGO, J. M., “Influence of fatigue loading in shear failures of reinforced concrete members without transverse reinforcement”. **Journal of Advanced Concrete Technology**, vol 13 (2015), pp. 263-274, 2015.

SARSAM, F. K., AL-MUSAWI, J. M. S., “Shear Design of High - and Normal - Strength Concrete Beams With Web Reinforcement”. **ACI Structural Journal**, n. 89-S62 (November - December), pp. 658-664, 1992.

SCHLAFLI, M.; BRUHWILER, E., “Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slab”. **Engineering Structures**, v. 20, n. 11, (Nov), pp. 991-998, 1998.

SHERWOOD, E. G., **One-way shear behaviour of large, lightly-reinforced concrete beams and slabs**. Tese de doutorado, University of Toronto, Toronto, Canadá, 2008.

SILVA, A. C. R., **Comportamento do Concreto Geopolimérico para pavimento sob carregamento cíclico**. 183p. Dissertação de Mestrado em Ciências dos Materiais, Instituto Militar de Engenharia – IME, 2006.

SPARKS, P. R., MENZIES, J. B., “The effect of rate loading upon the static and fatigue strengths of plain concrete in compression”. **Mag Concrete Res.**, vol. 25, pp. 73-80, 1973.

STELSON, T. E. e CERNICA, J. N., “Fatigue properties of concrete beams”. **ACI Special Publication**, 55(8), pp. 255–259, 1958.

TAYLOR, R., “Fatigue behavior of reinforced concrete beams”. **Journal of the ACI**, 55(14), pp. 1011–1015, 1959.

TONG, L., XIAO, S., HE, L., ZHANG, Y., ZHAO, X., “Fatigue behavior of steel reinforced concrete (SRC) beams with diferente shear span-to-depth ratios”. **Engineering Structures**, v. 166, pp 339-353, 2018.

UEDA, T., **Behavior in shear of reinforced concrete beams under fatigue loading**. Tesis Doctoral, University of Tokyo, Tokio, Japan, 1982.

VAZ, A.P.R., **Comportamento de vigas reforçadas submetidas a carregamento cíclico**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

VERNA, J. R. e STELSON, T. E., “Failure of small reinforced concrete beams under repeated loads”. **Journal Proceedings**, 59(10), pp. 1489–1504, 1962.

ZHANG, B; PHILLIPS, D.V.; WU, K., “Effect of loading frequency and stress reversal of fatigue life of plain concrete”. **Magazine of Concrete Research**, v.48, n° 177, pp. 361-375, 1996.

WIGHT, J, K., MACGREGOR, J. G., **Reinforced Concrete – Mechanics and Desing**. 6ªed, Upper Saddle River, Pearson, 2012.