

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SETOR DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL -
PPGECC

DÉBORA HELENA PERELLES

**ESTUDO ANALÍTICO DO COMPORTAMENTO DE UMA VIGA BIAPOIADA DE
CONCRETO ARMADO REFORÇADA COM UM COMPÓSITO DE FIBRA DE
CARBONO**

CURITIBA
2013

DÉBORA HELENA PERELLES

**ESTUDO ANALÍTICO DO COMPORTAMENTO DE UMA VIGA BIAPOIADA DE
CONCRETO ARMADO REFORÇADA COM UM COMPÓSITO DE FIBRA DE
CARBONO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, da área de concentração de Materiais e Estruturas, do Departamento de Construção Civil, do Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Construção Civil”.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Mildred Ballin Hecke.

CURITIBA

2013

P437e

Perelles, Débora Helena

Estudo analítico do comportamento de uma viga biapoiada de concreto armado reforçada com um compósito de fibra de carbono / Débora Helena Perelles. – Curitiba, 2013.

150f. : il. [algumas color.] ; 30 cm.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, 2013.

Orientador: Mildred Ballin Hecke.

Bibliografia: p. 147-150.

1. Concreto armado. 2. Fibra de Carbono (PRFC). 3. Construção Civil. I. Universidade Federal do Paraná. II. Hecke, Mildred Ballin. III. Título.

CDD: 624.1892

TERMO DE APROVAÇÃO

DÉBORA HELENA PERELLES

ESTUDO ANALÍTICO DO COMPORTAMENTO DE UMA VIGA BIAPOIADA DE CONCRETO ARMADO REFORÇADA COM UM COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Prof^a. Dr^a. Mildred Ballin Hecke - Orientadora (Doutorado PUC - Rio de Janeiro)
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da UFPR

Prof. Dr. Marcelo Henrique Farias de Medeiros (Doutorado USP - São Paulo)
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da UFPR

Prof. Dr. Marcos Arndt (Doutorado UFPR)
Departamento de Construção Civil da UFPR

Prof. Dr. Roberto Dalledone Machado (Doutorado UFSC)
Departamento de Construção Civil da UFPR

Curitiba, 13 de junho de 2013.

À Deus.

Aos meus pais Érica e Dalton.

Ao meu noivo Henrique.

À minha avó Mafalda (*in memoriam*) e minha
madrinha Aglacy.

Por tudo que sou e serei ainda.

AGRADECIMENTOS

Tão importante quanto a elaboração deste trabalho, foram as pessoas que colaboraram e incentivaram essa importante conquista. Pessoas que não mediram esforços em doar seu tempo e empenho. Agradeço em primeiro lugar à Deus pela inspiração, força e coragem em minha caminhada.

Aos meus pais, Érica Lamas Perelles e Dalton Perelles, pelo amor, carinho, dedicação e paciência que demonstraram ao longo desse percurso. À minha avó Mafalda Perelles (*in memoriam*) e madrinha Aglacy Perelles por toda a ajuda e incentivo desde o início dos meus estudos.

Ao meu noivo Henrique Dartora pela compreensão, apoio e, principalmente, por acreditar e me mostrar que seria possível sim, que podemos superar os desafios mesmo nas horas de maior dificuldade.

Agradeço a minha orientadora professora Dr. Mildred Ballin Hecke pelos ensinamentos e confiança transmitidos, sempre com a certeza do sucesso dessa pesquisa. Ainda agradeço aos professores Dr. Roberto Dalledone Machado, Dr. Marcos Arndt e Dr. Marcelo de Farias Medeiros, que tornaram possível a realização dessa iniciativa e por aceitarem gentilmente o convite para integrar a comissão examinadora.

Às amigas do período de graduação que não deixaram de acompanhar meu desenvolvimento e sempre estiveram presentes e disponíveis. Além disso, também agradeço à Bárbara Loyola Omar pela ajuda, preocupação e atenção nesses expressivos momentos.

“Se enxerguei longe é porque me apoiei nos ombros de gigantes”.

(Isaac Newton)

RESUMO

As estruturas de concreto armado podem sofrer com o passar do tempo uma redução no seu desempenho estrutural devido à mudança de carregamento ou à deterioração dos materiais que compõe o elemento. De maneira a promover a reabilitação dessas estruturas, existem várias técnicas de reforço disponíveis no mercado. Porém, o reforço com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) é uma solução de baixo custo/benefício, de dimensões reduzidas e de fácil instalação e que promove um aumento significativo da capacidade de carga de ruptura do concreto armado. De modo a estudar o comportamento quanto às cargas de ruptura e às deformações de uma viga de concreto armado biapoiada reforçada com compósitos de fibra de carbono, os ensaios experimentais e as modelagens numéricas são instrumentos que contribuem de maneira expressiva para se obter a solução. Além disso, tais ferramentas são importantes para se observar os modos de falha pertinentes a um reforço estrutural. O estudo teórico (analítico) do sistema de reforço, com base nas normas técnicas disponíveis, torna-se uma ferramenta importante também para se obter as cargas de ruptura e as deformações apresentadas pelos materiais do sistema: concreto, armadura e reforço. Apesar de serem necessárias algumas simplificações, o método analítico apresenta resultados satisfatórios se comparados com os demais métodos de análise.

Palavras-chave: Estudo analítico, reforço com PRFC, concreto armado, viga biapoiada.

ABSTRACT

The reinforced concrete structures may suffer in the course of time a reduction in performance due to the structural change of the load or deterioration of the materials that compose the element. In order to rehabilitate these structures, there are several strengthening techniques available. However, the reinforcement using carbon fiber reinforced polymer (CFRP) is a low cost/benefit solution, of reduced dimensions and easy installation, which promotes a significant increase in capacity of rupture of the reinforced concrete. In a way to study the behavior, regarding the failure loads and deformations of a reinforced concrete simply supported beam, reinforced with carbon fiber composites, the experimental and numerical models, are tools that contribute significantly to obtain the solution. Moreover, such tools are important to observe the failure modes relevant to a structural reinforcement. The theoretical (analytical) study about strengthening system based on available technical standards, it is also an important tool to obtain the failure loads and deformations by system materials: concrete, armour and reinforcement. Although are necessary simplifications, the analytical method provides satisfactory results when compared with other methods of analysis.

Keywords: Analytical, strengthening with CFRP, reinforced concrete, simply supported beam.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 OBJETIVOS	23
2.1 OBJETIVO GERAL	23
2.1.1 Objetivos específicos	23
2.2 JUSTIFICATIVAS.....	23
2.2.1 Justificativa econômica	24
2.2.2 Justificativa tecnológica	25
2.2.3 Justificativa social	26
2.2.4 Justificativa ambiental.....	27
2.3 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO	28
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	30
3.1 COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO	30
3.1.1 Fibras de carbono	31
3.1.1.1 Matriz polimérica.....	32
3.2 FORMAS DE COMERCIALIZAÇÃO DOS COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO.....	33
3.3 FORMAS DE APLICAÇÃO DOS COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO.....	35
3.4 ESTUDO ANALÍTICO DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE UMA VIGA BIAPOIADA DE CONCRETO ARMADO REFORÇADA COM PRFC	38
3.4.1 Método de dimensionamento à flexão da norma ACI 440.2R (2008)	39
3.4.1.1 Níveis de deformações.....	48
3.4.1.2 Procedimento.....	52
3.4.2 Considerações a respeito das tensões de cisalhamento na interface	54
3.5 ESTUDOS EXPERIMENTAIS E COMPUTACIONAIS DO COMPORTAMENTO DE UMA VIGA BIAPOIADA DE CONCRETO ARMADO REFORÇADA COM PRFC	59
3.5.1 Modelagem física de Beber <i>et al.</i> (2001).....	60
3.5.2 Modelagem física e computacional de Coronado e Lopez (2006)	62
3.5.2.1 Modelo constitutivo do concreto abordado no trabalho de Coronado e Lopez (2006)	65
3.5.2.2 Modelo constitutivo da armadura abordado no trabalho de Coronado e Lopez (2006).....	71
3.5.2.3 Modelo constitutivo do reforço abordado no trabalho de Coronado e Lopez (2006).....	72
3.5.2.4 Aspectos da modelagem numérica de Coronado e Lopez (2006).....	72
3.5.3 Modelagem física de Obaidat (2007) e computacional de Obaidat <i>et al.</i> (2010)	74
3.5.3.1 Modelo constitutivo do concreto abordado no trabalho de Obaidat <i>et al.</i> (2010)	78
3.5.3.2 Modelo constitutivo da armadura abordado no trabalho de Obaidat <i>et al.</i> (2010).....	82
3.5.3.3 Aspectos da modelagem numérica de Obaidat <i>et al.</i> (2010)	83
4 METODOLOGIA	89
4.1 TRABALHOS ANALISADOS	89
4.1.1 Configuração da viga de concreto armado de Beber <i>et al.</i> (2001).....	90

4.1.2 Configuração da viga de concreto armado de Obaidat (2007).....	91
4.2 ANÁLISE DO MOMENTO FLETOR SOLICITANTE MÁXIMO	93
4.2.1 Ensaio de Stuttgart	93
4.2.2 Momento fletor solicitante	95
4.3 FLUXOGRAMAS PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA	96
5 APLICAÇÕES DO MÉTODO ANALÍTICO EM ENSAIOS DA LITERATURA.....	99
5.1 AVALIAÇÃO DAS CARGAS DE RUPTURA OBTIDAS NOS ENSAIOS FÍSICOS DE BEBER <i>et al.</i> (2001)	99
5.1.1 Cálculos preliminares.....	99
5.1.1.1 Propriedades do concreto	99
5.1.1.2 Propriedades do aço tracionado.....	100
5.1.1.3 Propriedades do aço comprimido.....	100
5.1.1.4 Propriedades do reforço de PRFC	101
5.1.2 Determinação da deformação inicial (ϵ_{bi}) correspondente ao peso próprio da viga.....	101
5.1.3 Cálculo do momento resistente da seção sem reforço	105
5.1.3.1 Força resultante de compressão no concreto (F_c)	106
5.1.3.2 Força resultante nas armaduras de tração e de compressão (F_s e F'_s)	106
5.1.3.3 Verificação da posição da linha neutra (c)	108
5.1.3.4 Momento fletor resistente da seção transversal sem reforço de Beber <i>et al.</i> (2001)	109
5.1.4 Carga de ruptura para o sistema sem reforço de Beber <i>et al.</i> (2001).....	110
5.1.5 Cálculo do momento resistente da seção com uma camada de reforço	112
5.1.5.1 Força resultante de compressão no concreto (F_c)	112
5.1.5.2 Força resultante nas armaduras de tração e de compressão (F_s e F'_s)	112
5.1.5.3 Força resultante no reforço de PRFC (F_f)	113
5.1.5.4 Verificação da posição da linha neutra (c)	114
5.1.5.5 Momento fletor resistente da seção transversal com uma camada de reforço de Beber <i>et al.</i> (2001)	114
5.1.6 Carga de ruptura para o sistema com reforço de Beber <i>et al.</i> (2001).....	115
5.1.7 Cálculo da tensão de cisalhamento na interface para uma viga de concreto armado com uma camada de reforço de Beber <i>et al.</i> (2001)	117
5.2 AVALIAÇÃO DAS CARGAS DE RUPTURA OBTIDAS NOS ENSAIOS FÍSICOS E COMPUTACIONAIS DE OBAIDAT (2007) E OBAIDAT <i>et al.</i> (2010).....	119
5.2.1 Cálculos preliminares.....	119
5.2.1.1 Propriedades do concreto	119
5.2.1.2 Propriedades do aço tracionado.....	120
5.2.1.3 Propriedades do aço comprimido.....	120
5.2.1.4 Propriedades do reforço de PRFC	120
5.2.2 Determinação da deformação inicial (ϵ_{bi}) correspondente ao peso próprio da viga.....	121
5.2.3 Cálculo do momento resistente da seção sem reforço	124
5.2.3.1 Força resultante de compressão no concreto (F_c)	124
5.2.3.2 Força resultante nas armaduras de tração e de compressão (F_s e F'_s)	125

5.2.3.3 Verificação da posição da linha neutra (c)	126
5.2.3.4 Momento fletor resistente da seção transversal sem reforço de Obaidat (2007) e Obaidat <i>et al.</i> (2010)	127
5.2.4 Carga de ruptura para o sistema sem reforço de Obaidat (2007) e Obaidat <i>et al.</i> (2010).....	127
5.2.5 Cálculo do momento resistente da seção com uma camada de reforço	130
5.2.5.1 Força resultante de compressão no concreto (F_c)	130
5.2.5.2 Força resultante nas armaduras de tração e de compressão (F_s e F'_s)	130
5.2.5.3 Força resultante no reforço de PRFC (F_f)	131
5.2.5.4 Verificação da posição da linha neutra (c)	132
5.2.5.5 Momento fletor resistente da seção transversal com uma camada de reforço de Obaidat (2007) e Obaidat <i>et al.</i> (2010)	132
5.2.6 Carga de ruptura para o sistema com reforço de Obaidat (2007) e Obaidat <i>et al.</i> (2010).....	132
5.2.7 Cálculo da tensão de cisalhamento na interface para uma viga de concreto armado com uma camada de reforço de Obaidat (2007)	135
6 ANÁLISE DOS RESULTADOS	137
7 CONCLUSÃO	143
8 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	146
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - PROPRIEDADES DA FIBRA DE CARBONO E DA CHAPA DE AÇO.....	19
TABELA 2 - FATOR DE REDUÇÃO DA DEFORMAÇÃO DE RUPTURA DO REFORÇO EM FUNÇÃO DA EXPOSIÇÃO AMBIENTAL.	42
TABELA 3 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE BEBER <i>et al.</i> (2001).	61
TABELA 4 - RESULTADOS CAS CARGAS DE RUPTURA DOS PRÓTÓTIPOS DOS ENSAIOS DE BEBER <i>et al.</i> (2001).	62
TABELA 5 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS ENSAIOS DE CORONADO E LOPEZ (2006).	63
TABELA 6 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE CORONADO E LOPEZ (2006).	64
TABELA 7 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE OBAIDAT (2007).	75

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE ALGUNS MATERIAIS DE REFORÇO ESTRUTURAL.	20
FIGURA 2 - TIPOS DE FALHAS EM PEÇAS REFORÇADAS COM PRF.	21
FIGURA 3 - EVOLUÇÃO DA UTILIZAÇÃO DA FIBRA DE CARBONO.	25
FIGURA 4 - INCREMENTO DE CARGA DE RUPTURA EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE CAMADAS DE PRFC.	26
FIGURA 5 - PONTE DO BRAGUETO - DISTRITO FEDERAL.	27
FIGURA 6 - CONFIGURAÇÃO DE UM COMPÓSITO DE FIBRAS.	30
FIGURA 7 - MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE UM COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO.	31
FIGURA 8 - SISTEMA DE PULTRUSÃO PARA FABRICAÇÃO DE LAMINADOS DE PRFC.	33
FIGURA 9 - COMPONENTES DE UM REFORÇO PRÉ-FABRICADO.	34
FIGURA 10 - REFORÇO COM FIBRAS DE CARBONO <i>IN SITU</i>	34
FIGURA 11 - COMPONENTES DE UM REFORÇO <i>IN SITU</i>	35
FIGURA 12 - REFORÇO COM PRFC NO VIADUTO SANTA TEREZA, BELO HORIZONTE - MG.	36
FIGURA 13 - APLICAÇÕES DO SISTEMA DE REFORÇO COM PRFC.	37
FIGURA 14 - SISTEMA DE REFORÇO ATRAVÉS DA TÉCNICA NSM E CONVENCIONAL.	38
FIGURA 15 - DEFORMAÇÕES INTERNAS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES PARA UMA SEÇÃO RETANGULAR SOLICITADA À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.	40
FIGURA 16 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES REAL (PARÁBOLA-RETÂNGULO) E SIMPLIFICADA DO CONCRETO PARA $\epsilon_c = 0,300\%$	44
FIGURA 17 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES REAL (PARÁBOLA-RETÂNGULO) E SIMPLIFICADA DO CONCRETO PARA $0,200\% \leq \epsilon_c < 0,300\%$	45
FIGURA 18 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES REAL (PARÁBOLA-RETÂNGULO) E SIMPLIFICADA DO CONCRETO PARA $\epsilon_c < 0,200\%$	46
FIGURA 19 - DIAGRAMA PARÁBOLA-RETÂNGULO DE DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DE COMPRESSÃO DO CONCRETO.	47

FIGURA 20 - DEFORMAÇÕES INICIAIS PARA A SEÇÃO TRANSVERSAL DE UMA VIGA SEM O REFORÇO COM PRF.....	50
FIGURA 21 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA O AÇO.....	51
FIGURA 22 - DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO DE UMA SEÇÃO TRASNVERSAL PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO DA NBR 6118 (2002).	53
FIGURA 23 - ESFORÇOS ATUANTES EM UM ELEMENTO DE VIGA DE COMPRIMENTO UNITÁRIO dx DE MACHADO (2002).	55
FIGURA 24 - SEÇÃO TRANSVERSAL COM RESULTANTES DE TRAÇÃO E DE COMPRESSÃO DE MACHADO (2002).....	55
FIGURA 25 - ESQUEMA DE ENSAIO DAS VIGAS DE BEBER <i>et al.</i> (2001).....	60
FIGURA 26 - DESCOLAMENTO DE REFORÇO NO ENSAIO DE BEBER <i>et al.</i> (2001).	61
FIGURA 27 - CURVAS DE AMOLECIMENTO DO CONCRETO SOB TENSÃO DE TRAÇÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).	66
FIGURA 28 - ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARA OS MODELOS CONSTITUTIVOS DO CONCRETO SOB TENSÃO DE TRAÇÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).	67
FIGURA 29 - MODELOS CONSTITUTIVOS DO CONCRETO SOB TENSÃO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).	69
FIGURA 30 - ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARA OS MODELOS CONSTITUTIVOS DO CONCRETO SOB TENSÃO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).	70
FIGURA 31 - MODELO CONSTITUTIVO DA ARMADURA DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).	71
FIGURA 32 - MODELO CONSTITUTIVO DO REFORÇO DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).	72
FIGURA 33 - ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS POR CORONADO E LOPEZ (2006).....	73
FIGURA 34 - CARREGAMENTO X DEFLEXÃO PARA OS ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS PARA DISCRETIZAR O REFORÇO DE CORONADO E LOPEZ (2006).	73
FIGURA 35 - ESQUEMA DE MODELAGEM DE UMA VIGA DE CONCRETO REFORÇADA COM PRFC DE WOO E LEE (2010).	74
FIGURA 36 - ESQUEMA DE ENSAIO DAS VIGAS DE OBAIDAT (2007).....	75
FIGURA 37 - MODELOS DE VIGAS REFORÇADAS ENSAIADAS POR OBAIDAT (2007).	76

FIGURA 38 - CARREGAMENTO x DEFLEXÃO DE OBAIDAT (2007).	77
FIGURA 39 - MODO DE RUPTURA DA VIGA SEM REFORÇO DE OBAIDAT (2007).	77
FIGURA 40 - MODO DE RUPTURA DA VIGA COM REFORÇO DE OBAIDAT (2007).	78
FIGURA 41 - CURVA DE AMOLECIMENTO DO CONCRETO SOB TENSÃO DE TRAÇÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE OBAIDAT <i>et al.</i> (2010).	79
FIGURA 42 - CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PROPOSTA POR HU E SCHNOBRICH (1989). ...	81
FIGURA 43 - MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO SOB TENSÃO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE OBAIDAT <i>et al.</i> (2010).	82
FIGURA 44 - MODELO CONSTITUTIVO DA ARMADURA DA MODELAGEM DE OBAIDAT <i>et al.</i> (2010).	83
FIGURA 45 - ESQUEMA PARA CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DO COMPÓSITO ORTOTRÓPICO.....	84
FIGURA 46 - CARREGAMENTO x DEFLEXÃO PARA PRFC ISOTRÓPICO E ORTOTRÓPICO DE OBAIDAT <i>et al.</i> (2010).	85
FIGURA 47 - LEI CONSTITUTIVA BILINEAR DA INTERFACE COESIVA.....	86
FIGURA 48 - CARREGAMENTO x DEFLEXÃO PARA INTERFACES COESIVAS DE OBAIDAT <i>et al.</i> (2010).	87
FIGURA 49 - ELEMENTO TETRAÉDRICO UTILIZADO PARA DISCRETIZAR O AÇO E O PRFC POR OBAIDAT <i>et al.</i> (2010).	88
FIGURA 50 - ELEMENTO 3D PARA DISCRETIZAR A INTERFACE COESIVA POR OBAIDAT <i>et</i> <i>al.</i> (2010).	88
FIGURA 51 - REPRESENTAÇÃO DE UM QUARTO DA VIGA MODELADA POR OBAIDAT <i>et al.</i> (2010).	88
FIGURA 52 - ESQUEMAS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DA VIGA SEM REFORÇO DE PRFC E COM REFORÇO DE PRFC A SEREM ANALISADAS DO ENSAIO DE BEBER <i>et al.</i> (2001). ...	90
FIGURA 53 - PERFIS LONGITUDINAIS DA VIGA SEM REFORÇO DE PRFC E COM REFORÇO DE PRFC A SEREM ANALISADAS DO ENSAIO DE BEBER <i>et al.</i> (2001).....	90
FIGURA 54 - ESQUEMAS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DA VIGA SEM REFORÇO DE PRFC E COM REFORÇO DE PRFC A SEREM ANALISADAS DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).	91
FIGURA 55 - PERFIS LONGITUDINAIS DA VIGA SEM REFORÇO DE PRFC E COM REFORÇO DE PRFC A SEREM ANALISADAS DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).	92

FIGURA 56 - REFORÇO DE PRFC ADERIDO EXTERNAMENTE DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).	92
FIGURA 57 - CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO DE STUTTGART.	94
FIGURA 58 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DO ENSAIO DE STUTTGART.....	94
FIGURA 59 - CONFIGURAÇÃO DO CARREGAMENTO PARA DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR SOLICITANTE.....	95
FIGURA 60 - FLUXOGRAMA PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL SEM REFORÇO.	97
FIGURA 61 - FLUXOGRAMA PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL COM REFORÇO.	98
FIGURA 62 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO PARA A DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO ENSAIO DE BEBER <i>et al.</i> (2001).	102
FIGURA 63 - DEFORMAÇÕES PARA A SOLICITAÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO ENSAIO DE BEBER <i>et al.</i> (2001).	104
FIGURA 64 - DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES E FORÇAS RESULTANTES DO ENSAIO DE BEBER <i>et al.</i> (2001).	106
FIGURA 65 - MÉTODO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA E MÁXIMO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL SEM REFORÇO.	111
FIGURA 66 - MÉTODO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA E DO MÁXIMO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL COM REFORÇO.	116
FIGURA 67 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO PARA A DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).	121
FIGURA 68 - DEFORMAÇÕES PARA A SOLICITAÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).	123
FIGURA 69 - DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES E FORÇAS RESULTANTES DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).	124
FIGURA 70 - MÉTODO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA E MÁXIMO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL SEM REFORÇO.	129
FIGURA 71 - MÉTODO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA E MÁXIMO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL COM REFORÇO.	134

FIGURA 72 - COMPARAÇÃO ENTRE AS CARGAS DE RUPTURA DOS ENSAIOS DE BEBER <i>et al.</i> (2001) E DO ESTUDO ANALÍTICO.	137
FIGURA 73 - COEFICIENTES k_m PARA A REDUÇÃO DA DEFORMAÇÃO ÚLTIMA DO REFORÇO DE PRFC ADAPTADO PARA O TRABALHO DE BEBER <i>et al.</i> (2001) SEGUNDO A ACI 440.2R (2008).	139
FIGURA 74 - COMPARAÇÃO ENTRE AS CARGAS DE RUPTURA DOS ENSAIOS DE OBAIDAT (2007) E DO ESTUDO ANALÍTICO.	140

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado sofrem com o passar do tempo uma redução no seu desempenho estrutural. Tal redução pode estar relacionada com o dano da microestrutura do concreto resultando no aparecimento de manifestações patológicas como as fissuras. Além disso, o comportamento dessas estruturas pode ser afetado pelo aumento do carregamento não previsto em projeto devido à mudança de utilização de um ambiente ou pela degradação devido a fatores ambientais. Considerando essas situações, para restaurar a capacidade resistente dos elementos comprometidos, pode-se recorrer a um sistema de reforço.

Dentre as várias técnicas e materiais de reforços estruturais existentes no mercado, a utilização de polímeros reforçados com fibras possui vantagens que viabilizam sua aplicação em estruturas de concreto armado. Visto a fragilidade do concreto em relação às propriedades de resistência à tração, ductilidade e durabilidade diante de um meio ambiente agressivo, o compósito de fibras a ser utilizado na reestruturação auxiliará o concreto atuando de maneira solidária com o mesmo. A Tabela 1 mostra como exemplo uma comparação de algumas propriedades e características de dois tipos de reforço estrutural: compósito de fibras de carbono e chapa de aço ASTM A36. Observa-se que as propriedades mecânicas das fibras de carbono que formam o compósito são superiores às propriedades apresentadas pela chapa de aço, além dos aspectos técnicos de execução e de durabilidade que são melhores: como o manuseio e a não tendência à corrosão, respectivamente.

TABELA 1 - PROPRIEDADES DA FIBRA DE CARBONO E DA CHAPA DE AÇO.

PARÂMETRO	FIBRA DE CARBONO	CHAPA DE AÇO ASTM A36
Densidade (kg/m ³)	1.800,00 (baixa)	7.850,00 (alta)
Resistência à tração (MPa)	3.800,00 (alta)	400,00 - 550,00 (baixa)
Módulo de elasticidade (GPa)	227,00	210,00
Deformação na ruína (%)	1,70	12,00
Corrosão	Não	Sim
Comprimento	Qualquer	Limitado
Manuseio e aplicação	Fácil	Difícil
Resistência à fadiga	Muito boa	Adequada
Custo do material	Alto	Baixo
Custo da aplicação	Baixo	Alto
Espessura final	Muito baixa	Baixa

FONTE: adaptada de FORTES, 2000.

As primeiras pesquisas relacionadas aos compósitos com fibra de carbono surgiram no Japão, há 25 anos, com o objetivo de reforçar as estruturas para atenuar os efeitos provocados pelos abalos sísmicos. As fibras de carbono eram aplicadas na extremidade dos pilares para enrijecer os nós das estruturas. Esse método foi utilizado para garantir a segurança, pois o tempo disponível era muito curto para promover esse enrijecimento com outro método.

A preferência pelo compósito com fibra de carbono nas situações de reforço e recuperação se deve às suas altas razões rigidez/peso e resistência/peso. Além disso, possui excelente resistência à corrosão, baixa expansão térmica, bom desempenho quanto à fadiga, facilidade de transporte e manuseio e baixo consumo de energia na fabricação do material. Pode-se observar pela Figura 1, que a fibra de carbono apresenta tensões maiores e menores deformações se comparada com outros tipos de fibra, como por exemplo a fibra de vidro e de aramida.

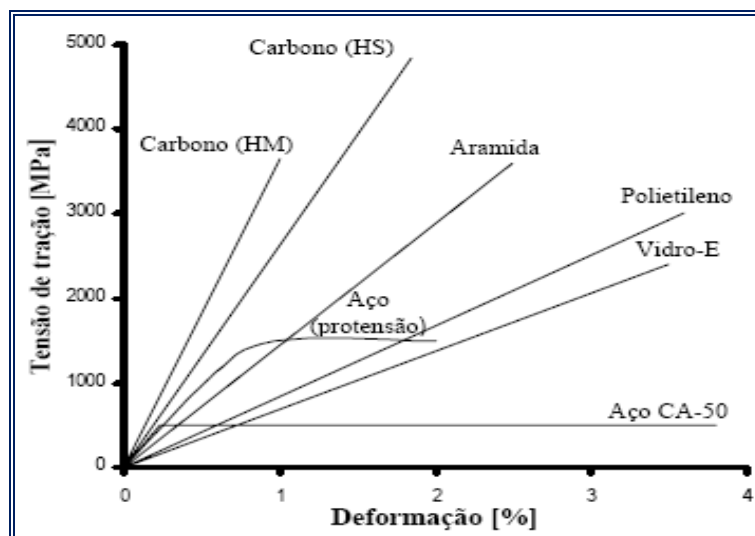


FIGURA 1 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE ALGUNS MATERIAIS DE REFORÇO ESTRUTURAL.
(BEBER, 2003)

Uma desvantagem que deve ser considerada do reforço com PRFC é em relação à sua resistência ao fogo. O adesivo epóxi que impregna as fibras e promove a aderência do reforço ao substrato começa a sofrer efeitos de temperaturas elevadas a partir de 80°C, podendo atingir volatilização completa aos 300°C. Assim, o reforço é comprometido podendo levar a estrutura ao colapso (Campagnolo e Silva Filho, 1989).

Apesar de toda a eficiência apresentada pelo reforço com fibras de carbono, assim como toda a união de materiais de naturezas diferentes aplicada na construção civil, existe um aspecto frágil na relação compósito - concreto. Dependendo das características geométricas da peça a ser reforçada e dos materiais envolvidos, alguns tipos de falhas podem ocorrer nos materiais, como problemas na interface entre o concreto e o epóxi (adesivo), na camada do epóxi, na interface entre o epóxi e o compósito e no próprio polímero reforçado com fibras (PRF), como pode ser observado na Figura 2.

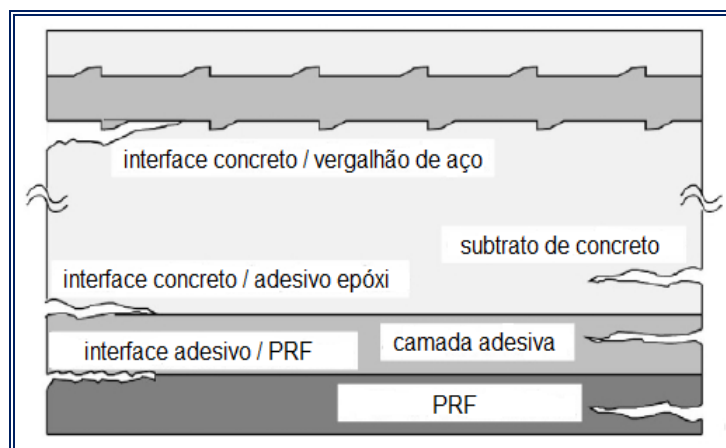


FIGURA 2 - TIPOS DE FALHAS EM PEÇAS REFORÇADAS COM PRF.

(ADAPTADA DE BUYUKOZTURK *et al.*, 2004)

O descolamento prematuro das fibras de carbono do substrato de concreto é um problema que pode ocorrer devido à fragilidade da interface. Portanto, um maior entendimento do comportamento dessa região, com estudos das propriedades de ligação entre os dois materiais e das tensões atuantes, auxilia na previsão da capacidade resistente das peças reforçadas e propicia uma estimativa das deformações. A escolha dos materiais de ligação, com propriedades mecânicas e físicas adequadas, determinadas através dos estudos, contribui para a execução de uma interface ideal que proporcionará segurança e um bom desempenho estrutural da peça a ser reforçada (GRANJU *et al.*, 2004; QIAO e CHEN, 2008).

Além do descolamento provocado pelos esforços de flexão intensificados na porção central de uma viga, o descolamento prematuro do compósito na região de ancoragem, ou seja, nas extremidades desse reforço, é também de grande importância. Segundo Gunes *et al.* (2009), devido à natureza prematura desse descolamento que torna a interface frágil, os reforços inadequadamente projetados podem não só se tornarem ineficazes como também podem diminuir a ductilidade da peça.

Pesquisadores como Lau *et al.* (2001), Buyukozturk *et al.* (2004) e Coronado e Lopez (2006, 2008) se concentraram nessa questão da zona de interface frágil e realizaram investigações numéricas e experimentais. O objetivo desses ensaios foi caracterizar o comportamento da interface entre o concreto armado e o reforço.

Apesar dos ensaios experimentais serem importantes para se avaliar o comportamento de uma viga de concreto armado reforçada com PRFC, estudos analíticos se tornam relevantes também para compreender melhor o funcionamento do sistema de reforço, com base na análise das distribuições de tensões em todos os materiais envolvidos.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Propõe-se representar o comportamento à flexão de uma peça de concreto armado com um reforço estrutural de compósito de fibra de carbono. Tal conjunto será estudado analiticamente com base nas normas técnicas pertinentes visando a determinação das cargas de ruptura do sistema reforçado.

2.1.1 Objetivos específicos

- Avaliar de maneira analítica, com base na literatura, o comportamento à ruptura de uma viga de concreto armado reforçada à flexão por meio de polímeros reforçados com fibra de carbono;
- Realizar o estudo para uma viga sem o reforço (viga testemunho) e para uma viga com o reforço de PRFC;
- Comparar os valores das cargas de ruptura obtidos nas soluções analíticas com modelos físicos e computacionais disponíveis na literatura;
- Avaliar a diferença de comportamento estrutural entre a viga de concreto armado sem reforço e a viga de concreto armado reforçada com base nas cargas de ruptura obtidas.

2.2 JUSTIFICATIVAS

O reforço de estruturas com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) é uma novidade tecnológica apesar de estar há mais de 15 anos sendo utilizado no Brasil. É um processo que promove a adaptação das estruturas às condições adversas de uma forma eficiente e competitiva se comparado com outros métodos mais tradicionais. Porém, devido ao grande número de variáveis que estão

relacionadas ao sistema de reforço, o método utilizado se torna complexo. Essas variáveis podem ser agrupadas em duas classes: as internas, pertinentes às propriedades dos materiais envolvidos, e as externas, referentes às condições ambientais. A fragilidade da interface resultante do encontro entre materiais de naturezas diferentes, caracterizada principalmente quando ocorre o descolamento do reforço de fibra do substrato de concreto, gera dúvidas quanto ao real desempenho do sistema construtivo em questão. Dessa forma, torna-se importante entender o comportamento do conjunto quanto à forma de distribuição das tensões.

2.2.1 Justificativa econômica

Dada a necessidade de se reparar as estruturas de concreto armado em função do desgaste provocado tanto por fatores ambientais como pela própria degradação natural das mesmas, várias técnicas de reforço existem. No entanto, o reforço estrutural com fibras de carbono pode ser considerado um método de reforço que, apesar de apresentar um custo direto maior que os outros tipos, em virtude principalmente do alto valor da manta ou da lâmina de PRFC, proporciona uma relação custo benefício superior. Pode-se observar pela Figura 3 que a área de aplicação desse método evoluiu, deixando de ser utilizado somente no âmbito aeroespacial e angariando a área da construção civil, com a redução no custo de aquisição e com o aumento da sua produção.

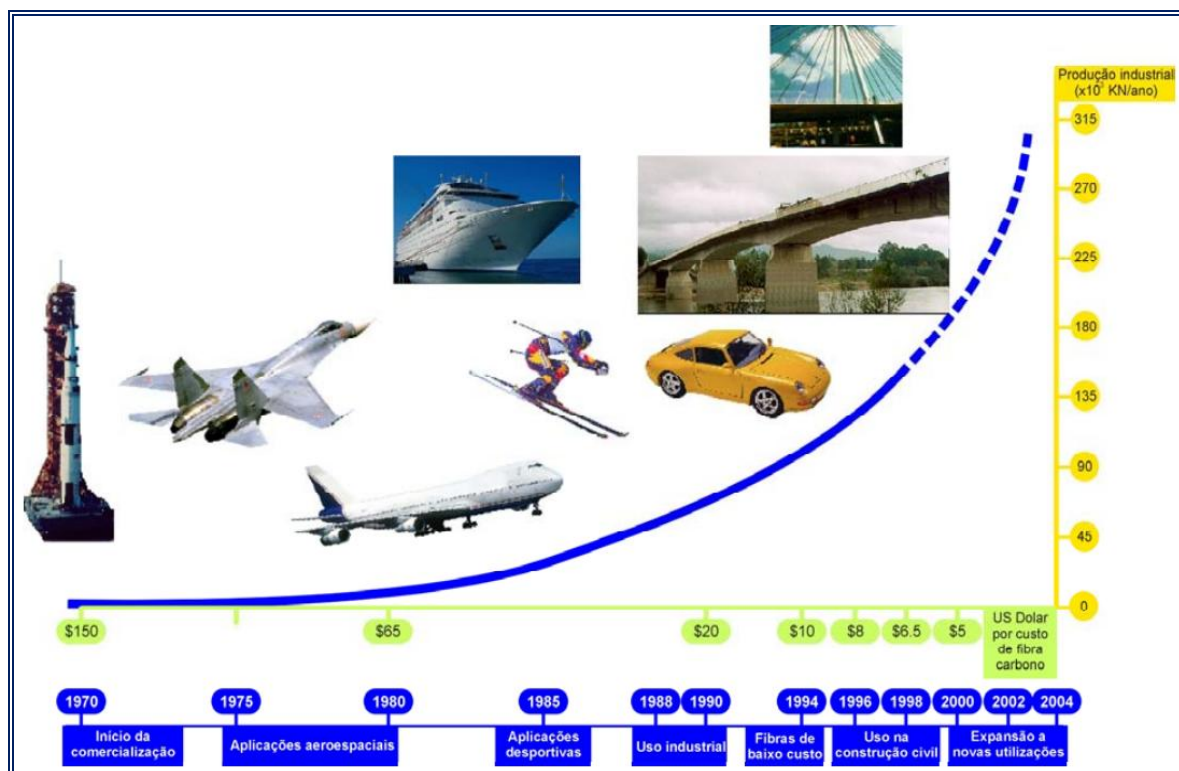


FIGURA 3 - EVOLUÇÃO DA UTILIZAÇÃO DA FIBRA DE CARBONO.
(INFORMAÇÃO DO SISTEMA ZOLTEK CITADO POR JUVANDES E COSTA, 2002)

2.2.2 Justificativa tecnológica

Nos elementos estruturais de concreto armado é o aço que contribui com as propriedades de elasticidade e ductilidade. Porém, devido às condições ambientais e de carregamento ou devido à própria fragilidade do elemento de concreto armado, alguns problemas podem ocorrer nessa peça levando a mesma à instabilidade e consequentemente à insegurança estrutural, como o aparecimento de fissuras e de deformações excessivas. Cabe, dessa forma, reforçar esse elemento com materiais que possam devolver ao mesmo nível as propriedades que se reduziram com o tempo ou para proporcionar um aumento de resistência no caso de peças que venham a sofrer um incremento de carga. Assim, o compósito formado com polímeros reforçados com fibras de carbono é uma solução que se adapta às deficiências de uma peça de concreto armado.

O incremento de carga de ruptura proporcionado pelo reforço estrutural com PRFC é relevante como mostra a Figura 4 extraída do trabalho de Beber *et al.* (2001). Nesse estudo, vigas de concreto armado foram ensaiadas com a execução de várias camadas de compósito de PRFC de maneira a se obter o incremento de capacidade de carga de ruptura em função do aumento do número de camadas de reforço de fibra de carbono.

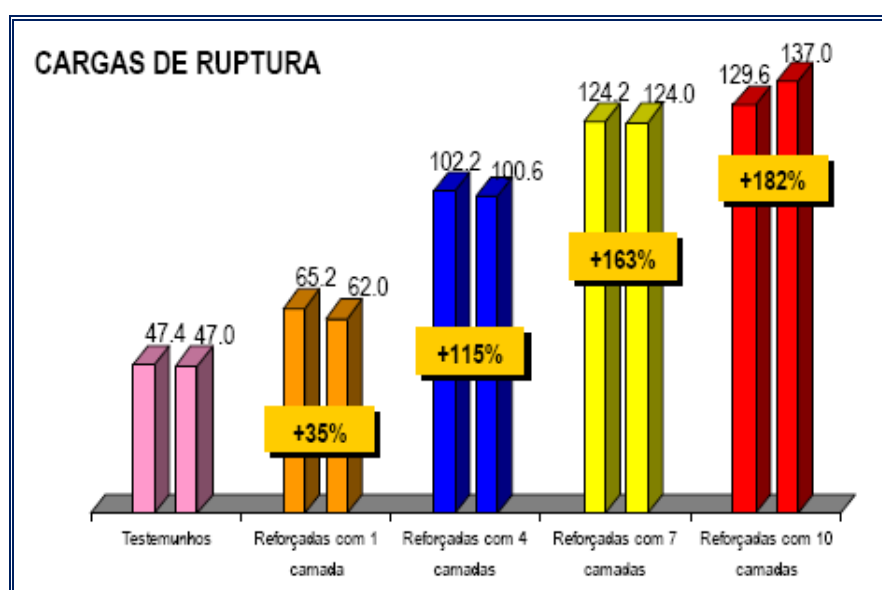


FIGURA 4 - INCREMENTO DE CARGA DE RUPTURA EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE CAMADAS DE PRFC. (BEBER *et al.*, 2001)

2.2.3 Justificativa social

Os reforços em estruturas de concreto armado são importantes visto a necessidade de se impedir que os usuários desses elementos venham a sofrer algum dano em função da má condição de serviço dos mesmos. A degradação dos elementos de concreto armado pode ser verificada também nas obras sob cuidado do poder público em que a manutenção é deficiente e descontínua. Nesse aspecto, podem ser tomadas como exemplo as obras de arte especiais como pontes e viadutos (Figura 5). Segundo dados do DNIT (2011), o Brasil conta atualmente com cerca de 5 mil pontes e viadutos sob gestão pública e federal, malha essa com

extensão de cerca de 300 mil metros. Desse total, cerca de 10 por cento, ou 500 estruturas têm problemas sérios e exigem manutenção urgente. O investimento estimado é de cerca de 1 bilhão de reais. Visto que existem outras pontes e viadutos com a necessidade de reforço, porém não tão urgentes, o investimento global está estimado em 6 bilhões para o período de 2011 a 2014. Dessa forma, com a necessidade de manutenção dessas pontes e viadutos, o reforço estrutural dos mesmos com PRFC pode ser considerado uma alternativa adequada para melhorar as condições de serviço dessas obras de arte especiais.



FIGURA 5 - PONTE DO BRAGUETO - DISTRITO FEDERAL.

(SINAENCO, 2009)

2.2.4 Justificativa ambiental

Quanto a questão ambiental para justificar o estudo envolvendo reforço de estruturas com PRFC não se trata apenas de analisar o seu impacto ambiental. O reforço estrutural, com esse tipo de material, contribuiu para que o elemento estrutural a ser reforçado não aumente consideravelmente suas dimensões e seu peso-próprio, visto que a dimensão total do reforço se encontra na ordem dos

milímetros. Por isso, colabora para a manutenção da harmonia do ambiente não afetando o seu desempenho estético.

Porém, como a indústria da construção civil é considerada uma das indústrias que mais contribui com a poluição do meio ambiente, a decisão de se reforçar uma estrutura faz com que o mesmo não seja atingido por seus resíduos.

Através do descarte dos resíduos da construção tanto na fase de execução das obras, caracterizado pelo desperdício dos materiais, como no caso de uma demolição, em que há uma grande produção de material em um curto período de tempo, a opção pelo reforço estrutural pode ser considerada a alternativa que mais se enquadra nos conceitos de sustentabilidade. Assim, recuperar uma estrutura quando possível contribui com a preservação do meio ambiente.

O reforço de uma estrutura de concreto armado, com o objetivo de prolongar a vida útil da mesma, pode ser considerado também uma situação que contempla o princípio da sustentabilidade. Isso porque os custos e a energia requerida tanto na fabricação dos materiais como na execução de um empreendimento são superiores ao processo de recuperação. Ensaios experimentais em laboratório e estudos analíticos são também medidas sustentáveis visto que tais processos contribuem para o estudo do comportamento das estruturas e auxiliam na escolha de melhores materiais a serem utilizados na construção civil.

2.3 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO

Visto que as lajes, as vigas e os pilares podem ser reforçados com PRFC para adquirirem um aumento da capacidade resistente à ruptura e do seu desempenho estrutural, neste trabalho o estudo se restringirá aos elementos do tipo viga de concreto armado.

Além disso, existe a possibilidade de aplicação do reforço em diferentes regiões da peça de concreto armado. Por exemplo, para se atenuar as tensões de cisalhamento o compósito é aplicado nas extremidades da viga, próximo aos apoios; já, para aumentar a capacidade resistente quanto à flexão, tal reforço se desloca para a porção central da peça. Assim, o enfoque será dado aos elementos estruturais reforçados à flexão. Além disso, a pesquisa não abordará os elementos confinados com PRFC.

Outra delimitação deste trabalho é que o reforço será considerado aderido integralmente à superfície, por mais que na realidade a existência de fissuras ou até mesmo uma má execução do reforço não garantam essa situação.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO

Materiais compósitos (Figura 6) podem ser definidos como a união macroscópica de dois elementos principais e diferentes entre si, constituídos por uma matriz e um material de reforço que é formado principalmente por fibras (BEIM, 2008).

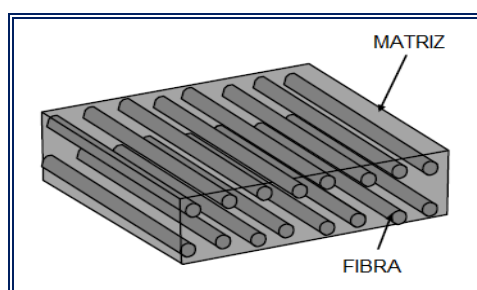


FIGURA 6 - CONFIGURAÇÃO DE UM COMPÓSITO DE FIBRAS.

(ADAPTADA DE OBAIDAT, 2007)

A função principal da matriz é manter as fibras conectadas de modo a proporcionar a transferência das tensões entre as mesmas além de protegê-las de danos mecânicos e agentes agressivos. Já, a função das fibras é proporcionar resistência, elasticidade e rigidez.

Em relação ao comportamento à tração, os sistemas de reforço com PRFC não apresentam um comportamento plástico antes da ruptura, ou seja, possuem ruptura frágil. Eles se comportam de maneira elástica-linear até a ruptura, sendo que esta ocorre de maneira súbita (ACI 440.2R, 2008). Em relação aos esforços de compressão, tal material não apresenta comportamento tão satisfatório quanto na tração, apresentando uma tensão de ruptura à compressão da ordem de 78 por cento da tensão de ruptura à tração (WU, 1990).

A Figura 7 apresenta uma imagem feita por um microscópio eletrônico para demonstrar a união das fibras de carbono com a matriz polimérica por meio de uma resina. Pode-se observar pela imagem que se trata de um tecido com característica unidirecional, ou seja, em que as fibras estão orientadas somente em uma direção.

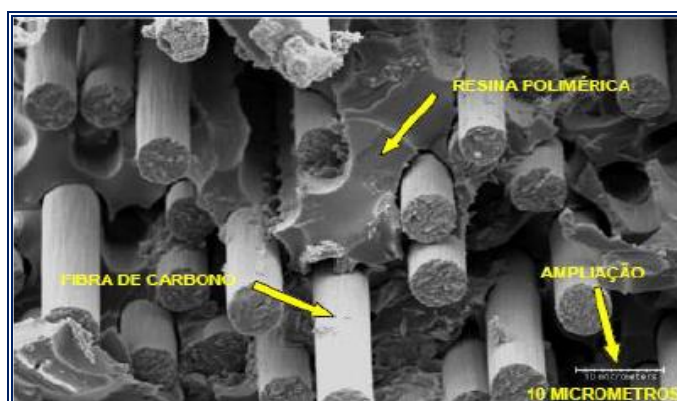


FIGURA 7 - MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE UM COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO.

(MACHADO, 2002)

3.1.1 Fibras de carbono

As fibras de carbono resultam da carbonização de fibras de polímeros a temperaturas que variam entre 1000°C e 3000°C (GARCEZ, 2007). Dependendo do tipo de tratamento que é aplicado à fibra, sua resistência mecânica pode superar a resistência do aço. A expressão “fibra de carbono” geralmente se refere a uma variedade de produtos filamentosos compostos por mais de 90 por cento de carbono. Segundo Callister (1997), além da resistência à tração (associada à atração intermolecular resultante do alinhamento das moléculas para a constituição das fibras) e da rigidez serem superiores às de outros materiais, as fibras de carbono possuem excelente resistência à fadiga e características de amortecimento às vibrações. Além disso, apresentam estabilidade dimensional ao possuírem elevada rigidez, tornando as deformações menores e preservando as dimensões das peças.

As fibras podem ser orientadas em qualquer direção com o objetivo de melhorar a resistência e a rigidez. Os resultados desejados dependem praticamente do tipo e

da quantidade de fibras utilizadas na direção medida. As fibras podem estar alinhadas das seguintes formas: em uma única direção, de maneira bidirecional - ao se encontrarem perpendicularmente, e dispostas em várias direções em um mesmo plano. Dependendo do tamanho das fibras o resultado alcançado em termos de resistência do compósito pode ser alterado. Fibras longas são mais fáceis de serem processadas e orientadas no interior do compósito, resultando em um material com menor retração e maior resistência mecânica. Já, no caso das curtas, apesar de possuírem um custo menor e o processamento ser mais fácil, a orientação no interior de um compósito é mais complexo, acarretando em problemas no momento de se determinar uma direção preferencial de resistência (BEBER *et al.*, 2001).

3.1.1.1 Matriz polimérica

Os polímeros são materiais não homogêneos, anisotrópicos e de comportamento perfeitamente elástico até a ruína. Por isso, a sua presença na formação do compósito de reforço é muito importante para promover a propriedade da ductilidade que é deficiente quando se trata do concreto.

Possuem a função de envolver as fibras de carbono de modo a proteger as mesmas contra os agentes agressivos e ser um meio de transferência de tensões. As resinas mais utilizadas atualmente são as epoxídicas. Segundo De Luca (2006), essas resinas são de fácil manuseio e aplicação própria para as diversas condições ambientais, apresentando as seguintes características básicas:

- Aderência ao substrato de concreto e resistência elevada de colagem;
- Adequabilidade ambiental, que inclui resistência à água salgada e à pressão de vapor;
- Capacidade de preenchimento de vazios;
- Desenvolvimento de propriedades mecânicas adequadas ao composto;

- Aderência entre a resina e a fibra.

3.2 FORMAS DE COMERCIALIZAÇÃO DOS COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO

Os materiais compósitos formados por fibras de carbono podem ser comercializados de duas maneiras: como barras e grelhas para substituição do aço nas vigas de concreto armado e para protensão externa ou na forma de tecidos e lâminas. Essa segunda categoria pode ser dividida em sistemas pré-fabricados (laminados) e os sistemas curados *in situ*.

Os sistemas pré-fabricados são industrializados e basta a colagem do laminado na superfície a ser reforçada. Esse sistema é produzido pelo método da pultrusão (Figura 8), em que um conjunto de feixes de fibras de carbono é impregnado de uma camada de resina termoendurecível, consolidando um reforço com espessura e largura definidas. Visto a orientação unidirecional das camadas de fibras, o composto se torna mais resistente e rígido em tal direção (JUVANDES, 1999).

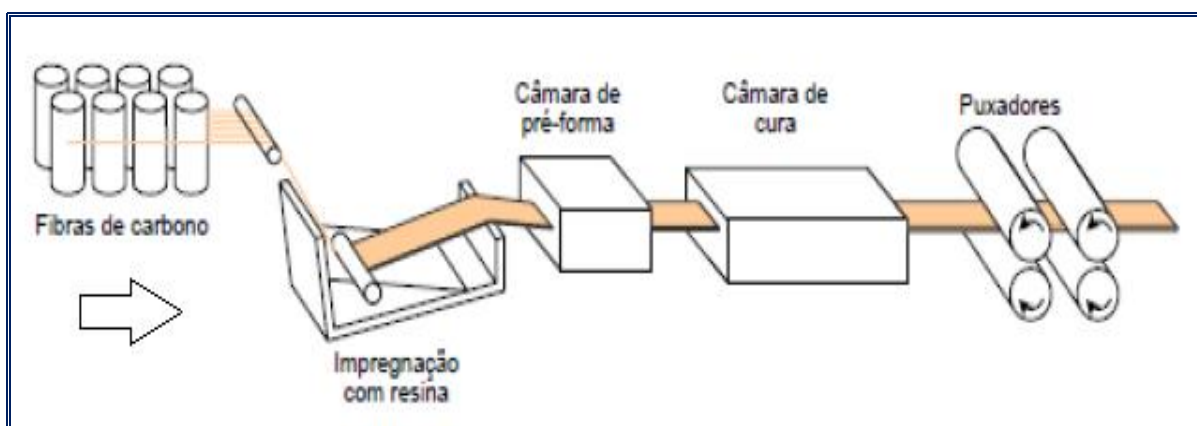


FIGURA 8 - SISTEMA DE PULTRUSÃO PARA FABRICAÇÃO DE LAMINADOS DE PRFC.

(JUVANDES, 1999)

Para a execução desse sistema basta o laminado e o adesivo epoxídico (Figura 9).



FIGURA 9 - COMPONENTES DE UM REFORÇO PRÉ-FABRICADO.

(JUVANDES, 1999)

Os sistemas curados *in situ* possuem a configuração apresentada na Figura 10 e todo o sistema é moldado no local.



FIGURA 10 - REFORÇO COM FIBRAS DE CARBONO *IN SITU*.

(MBRACE™, 1998)

A execução desse reforço deve seguir algumas etapas que são importantes para garantir a qualidade do mesmo. Primeiramente se aplica uma camada de *primer* seguida de uma camada regularizadora. Depois, é aplicada uma resina epoxídica que tem por objetivo aderir o tecido de fibras de carbono e saturar o

mesmo de maneira a promover a sua colagem. Segue-se com a implantação do tecido de fibras e por último se aplica mais uma camada de resina finalizando com um acabamento estético. Os componentes desse tipo de reforço podem ser vistos na Figura 11.

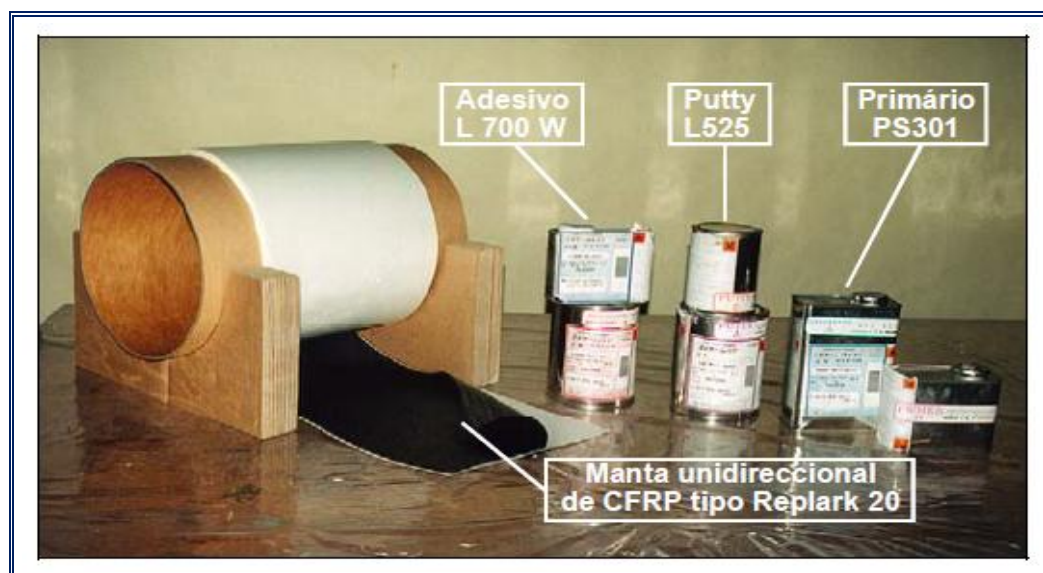


FIGURA 11 - COMPONENTES DE UM REFORÇO *IN SITU*.

(JUVANDES, 1999)

3.3 FORMAS DE APLICAÇÃO DOS COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO

No decorrer da vida útil de uma peça de concreto armado surge a necessidade de reavaliação da sua capacidade em resistir ao carregamento imposto. O reforço pode se fazer necessário devido ao surgimento de manifestações patológicas como a fissuração, que reduz consideravelmente a inércia da peça influenciando no aumento das deformações. Existe também a necessidade de se reavaliar a capacidade de carga por questões de mudança de utilização do ambiente construído, como por exemplo, quando um pavimento de um edifício é alterado de uma residência para um escritório. Em função disso, o reforço estrutural com compósitos de fibra de carbono torna as estruturas mais duráveis e resistentes, aumentando a eficiência mecânica das peças sem haver um aumento significativo

do seu peso. Com o intuito de promover melhorias de capacidade resistente à ruptura de uma peça de concreto armado e economia de materiais, várias técnicas de aplicação de reforço estrutural com compósitos de fibras de carbono têm sido estudadas.

Em virtude da grande utilização dos PRFC para reforços estruturais, torna-se necessário incrementar os métodos de aplicação das fibras em peças de concreto armado. O importante é que eles promovam a segurança das peças além de possibilitar economia e melhoria dos materiais empregados tanto no reforço como na interface.

A Figura 12 mostra a primeira aplicação de reforço com PRFC no Brasil, em 1998, para recuperação do viaduto Santa Tereza em Belo Horizonte, Minas Gerais. Nessa imagem as técnicas de reforço com laminados colados à superfície dos elementos estruturais são retratadas.

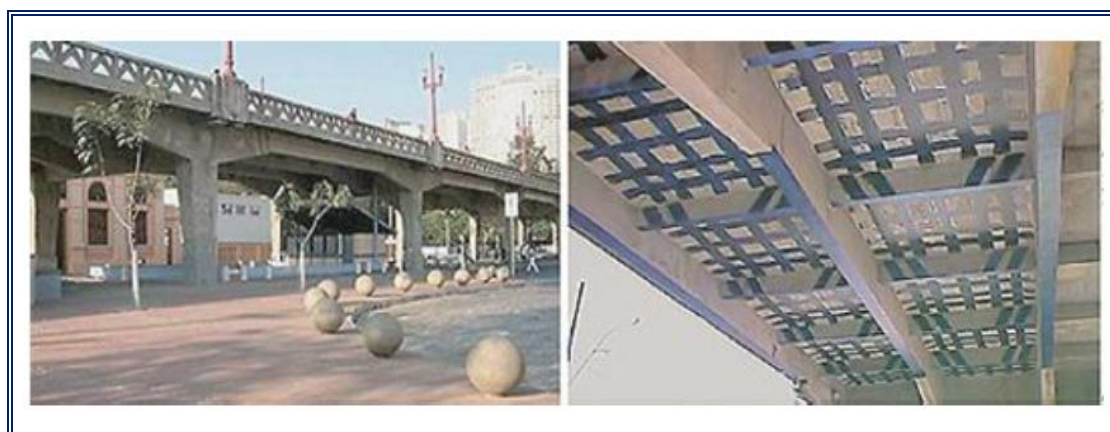


FIGURA 12 - REFORÇO COM PRFC NO VIADUTO SANTA TEREZA, BELO HORIZONTE - MG.
(MACHADO, 2002)

As aplicações do sistema de reforço com compósitos de fibra de carbono são muito vastas. A Figura 13 apresenta algumas situações onde o reforço com PRFC pode ser aplicado para recuperar um elemento estrutural submetido aos esforços de flexão e cisalhamento.

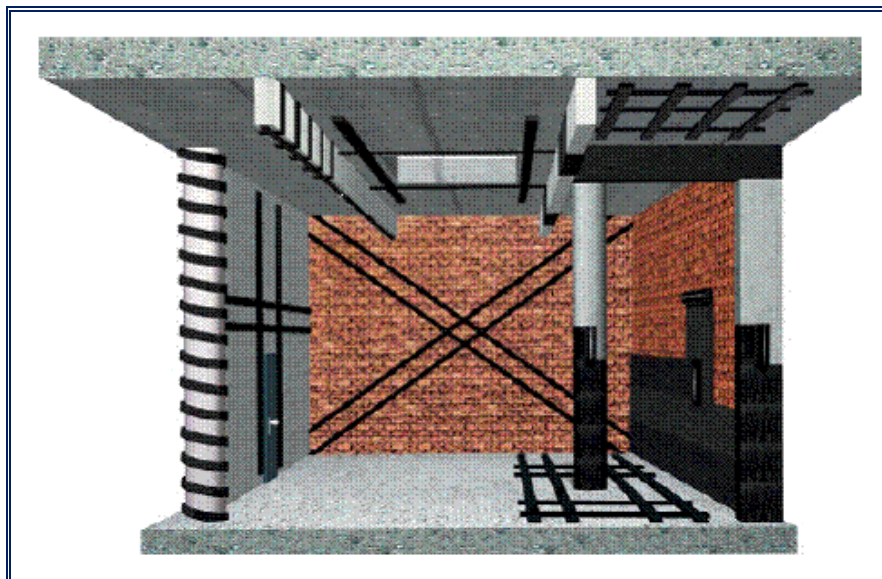


FIGURA 13 - APLICAÇÕES DO SISTEMA DE REFORÇO COM PRFC.

(JUVANDES, 1999)

Segundo Fortes *et al.* (2002), a técnica de reforço com materiais compósitos que utiliza a colagem de laminados de fibras de carbono em entalhes feitos no cobrimento da peça de concreto a ser reforçada (Figura 14), também chamada de Near Surface Mounted (NSM), apresenta algumas vantagens em relação à corriqueira colagem de mantas ou laminados sobre a superfície do concreto. Algumas melhorias obtidas são maior resistência à ocorrência do efeito “peeling” (destacamento prematuro do compósito), maior proteção ao fogo e menor quantidade de PRFC empregado devido à menor área a ser destinada para colagem do compósito. Porém, Ribeiro *et al.* (2009) revelaram que o reforço estrutural na superfície do elemento com mantas apresenta uma capacidade de carga superior à demonstrada pelo reforço com fibras nos entalhes do cobrimento da face inferior das vigas (Figura 14).

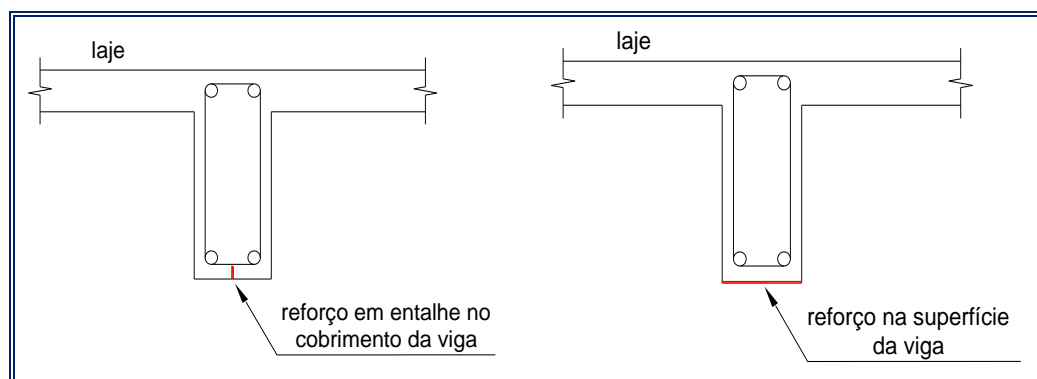


FIGURA 14 - SISTEMA DE REFORÇO ATRAVÉS DA TÉCNICA NSM E CONVENCIONAL.

Independente da técnica que será aplicada, alguns cuidados devem ser tomados de modo a garantir um desempenho satisfatório do reforço estrutural. As etapas de aplicação do reforço podem ser divididas em duas, sendo a primeira caracterizada pela preparação da superfície e a segunda pela aplicação do reforço (FORTES, 2000). A correta execução de ambas influenciará na integridade da técnica. Se não há uma preparação correta da superfície do substrato, com a eliminação de partículas de poeira, por exemplo, tais resíduos impedirão que a resina epoxídica garanta a aderência completa do compósito ao substrato. Da mesma forma, se a execução não for correta, sem a eliminação de possíveis bolhas entre o PRFC e o concreto, as mesmas poderão prejudicar o desempenho estrutural do sistema de reforço.

3.4 ESTUDO ANALÍTICO DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE UMA VIGA BIAPOIADA DE CONCRETO ARMADO REFORÇADA COM PRFC

O estudo do comportamento analítico de uma viga biapoiada de concreto armado reforçada com PRFC estará baseado nos preceitos das normas norte-americanas ACI 318 (2008) - *Design of reinforced concrete* e ACI 440.2R (2008) - *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures* e da norma brasileira NBR 6118 (2002) - Projeto

de estruturas de concreto – Procedimento. As normas norte-americanas fornecem as informações gerais a respeito da história e do uso dos sistemas com polímeros reforçados com fibras. Além disso, estabelecem as propriedades dos materiais a serem utilizados no sistema de reforço, bem como as recomendações para o projeto, a execução e a inspeção dos sistemas reforçados. Os guias são fundamentados em conhecimentos adquiridos em pesquisas experimentais, trabalhos analíticos e aplicações em campo.

3.4.1 Método de dimensionamento à flexão da norma ACI 440.2R (2008)

O desempenho adequado de um sistema de reforço em relação à sua capacidade de absorver os esforços de flexão depende do controle dos seus modos de falha. Os sistemas reforçados com PRF podem apresentar os seguintes modos de falha:

- Esmagamento do concreto antes de ocorrer o escoamento da armadura;
- Escoamento da armadura seguido da ruptura do laminado de PRF;
- Escoamento da armadura seguido do esmagamento do concreto;
- Delaminação do concreto;
- Descolamento do PRF do substrato de concreto.

De maneira a projetar as estruturas para que tais falhas não sejam observadas, algumas recomendações são feitas para os cálculos das máximas tensões e deformações que podem ocorrer.

O dimensionamento de um sistema de reforço com PRF é realizado no estado limite último, ou seja, limite relacionado com o colapso da estrutura ou qualquer outra forma de ruína que determine a paralisação da mesma. Para isso, a capacidade resistente à flexão de uma seção transversal é obtida pela combinação das condições de equilíbrio das forças, pela compatibilidade das deformações e

pelas propriedades dos materiais envolvidos. Algumas considerações devem ser feitas para o dimensionamento à flexão:

- Os estudos e os cálculos deverão ser feitos com base nas dimensões dos elementos envolvidos, bem como nas propriedades dos materiais que os constituem;
- Prevalecem os critérios de Bernoulli, em que as seções permanecem planas após as deformações e essas são linearmente proporcionais às suas distâncias à linha neutra;
- A aderência entre o sistema de reforço e o substrato deverá ser considerada perfeita.

O esquema de cálculo de uma viga de concreto armado reforçada com PRFC pode ser vista na Figura 15.

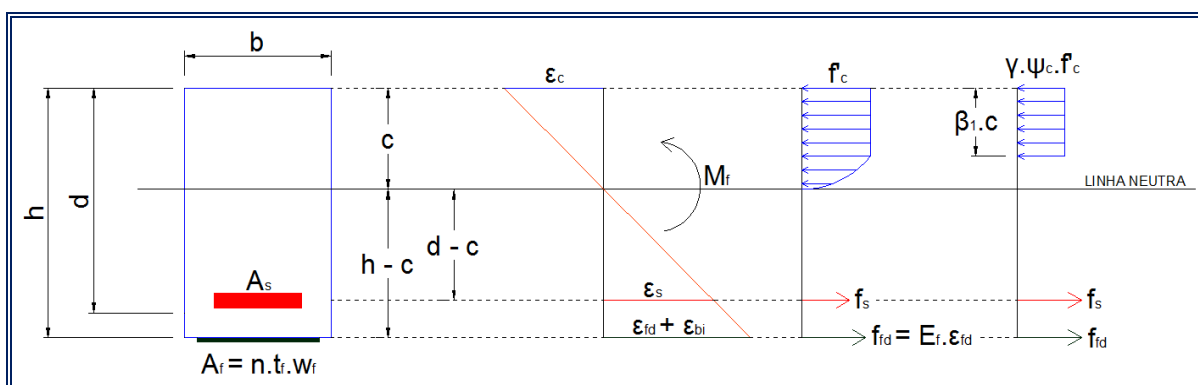


FIGURA 15 - DEFORMAÇÕES INTERNAS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES PARA UMA SEÇÃO RETANGULAR SOLICITADA À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.

(ADAPTADA DE ACI 440.2R, 2008)

As dimensões e as forças destacadas são:

h - altura da viga de concreto armado;

b - largura da viga de concreto armado;

d - altura útil da viga, medida do centro de gravidade da armadura tracionada até o bordo comprimido;

A_s - área da seção transversal da armadura tracionada;

A_f - área da seção transversal do reforço de PRFC, dada por:

$$A_f = n \cdot t_f \cdot w_f$$

EQUAÇÃO 1

Onde,

n - número de camadas de reforço em determinada seção;

t_f - espessura da camada de reforço;

w_f - largura da camada de reforço.

c - altura da zona comprimida, medida a partir da borda comprimida (posição da linha neutra);

ε_c - encurtamento (deformação) do concreto provocado pelo momento fletor solicitante;

ε_s - alongamento (deformação) das armaduras provocadas pelo momento fletor solicitante;

ε_{bi} - alongamento (deformação) do concreto inicial provocado pelo momento fletor solicitante devido ao peso-próprio;

$\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}$ - deformação real do reforço caracterizada pela soma da deformação do compósito quando aplicado no substrato mais a deformação inicial do bordo inferior da viga;

f'_c - resistência característica à compressão do concreto;

f_s - tensão de tração nas armaduras;

f_{fd} - nível de tensão real de tração no reforço de PRFC. Como o reforço é tratado como um material elástico linear até a ruptura, seu comportamento pode ser definido pela Lei de Hooke. Assim:

$$f_{fd} = E_f \cdot \varepsilon_{fd}$$

EQUAÇÃO 2

Em que,

E_f - módulo de elasticidade do reforço dado por:

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad \text{EQUAÇÃO 3}$$

Onde,

f_{fu} - tensão de tração última (ou de ruptura) do reforço dada por:

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad \text{EQUAÇÃO 4}$$

Em que,

f_{fu}^* - tensão de tração última (ou de ruptura) do reforço fornecida pelo fabricante do material;

C_E - fator de redução especificado na norma ACI 440.2R (2008) devido às condições de exposição ambiental (Tabela 2):

TABELA 2 - FATOR DE REDUÇÃO DA DEFORMAÇÃO DE RUPTURA DO REFORÇO EM FUNÇÃO DA EXPOSIÇÃO AMBIENTAL.

CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO	TIPO DE FIBRA E RESINA	FATOR DE REDUÇÃO C_E
Ambiente interno	Carbono / Epóxi	0,95
	Vidro / Epóxi	0,75
	Aramida / Epóxi	0,85
Ambiente externo	Carbono / Epóxi	0,85
	Vidro / Epóxi	0,65
	Aramida / Epóxi	0,75
Ambiente agressivo	Carbono / Epóxi	0,85
	Vidro / Epóxi	0,50
	Aramida / Epóxi	0,70

FONTE: adaptada de ACI 440.2R, 2008.

ε_{fu} - deformação última (ou de ruptura) do reforço dada por:

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad \text{EQUAÇÃO 5}$$

Em que,

ε_{fu}^* - deformação última (ou de ruptura) do reforço fornecida pelo fabricante do material;

β_1 , ψ_c e γ - coeficientes relacionados com a simplificação do diagrama parábola-retângulo de distribuição de tensões de compressão do concreto. Eles representam a equivalência entre o diagrama parábola-retângulo e o diagrama retangular.

Segundo a ACI 318 (2008), o valor de β_1 deve ser admitido como 0,85 para tensões de compressão do concreto (f'_c) até 30,00 MPa. Para tensões acima de 30,00 MPa, β_1 deve ser reduzido de maneira linear com razão de 0,05 para cada 7,00 MPa de tensão que exceder 30,00 MPa, sendo o valor mínimo igual a 0,65.

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & 0 \leq f'_c \leq 30,00 \text{ MPa} \\ 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(f'_c - 30,00)}{7,00} \geq 0,65 & f'_c > 30,00 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{EQUAÇÃO 6}$$

Segundo a NBR 6118 (2002) e a ACI 318 (2008), o valor do parâmetro γ deve ser igual a 0,85 para representar o diagrama tensão-deformação de projeto do concreto. Tal coeficiente representa o efeito Rusch que considera a variação da resistência do concreto em função das velocidades de carregamento, além do ganho de resistência do concreto com o tempo e a influência do corpo de prova cilíndrico. Pelo fato desse trabalho tratar de uma correlação entre os resultados de carga de ruptura obtidos de um ensaio físico com os resultados de um modelo analítico, o parâmetro γ não será considerado. Além disso, o efeito Rusch para um experimento em que o carregamento será aplicado de maneira crescente, porém em um curto espaço de tempo, não pode ser considerado. De maneira diferente ocorre em uma construção em que as cargas vão sendo aplicadas ao longo da execução e ao longo dos anos conforme a utilização.

Já, o valor do coeficiente ψ_c é obtido conforme o nível de deformação apresentado pelo concreto. Representa uma redução no nível de tensão devido às simplificações do diagrama parábola-retângulo.

Para uma deformação do concreto (ϵ_c) igual a 0,300% (Figura 16), o coeficiente ψ_c é obtido por:

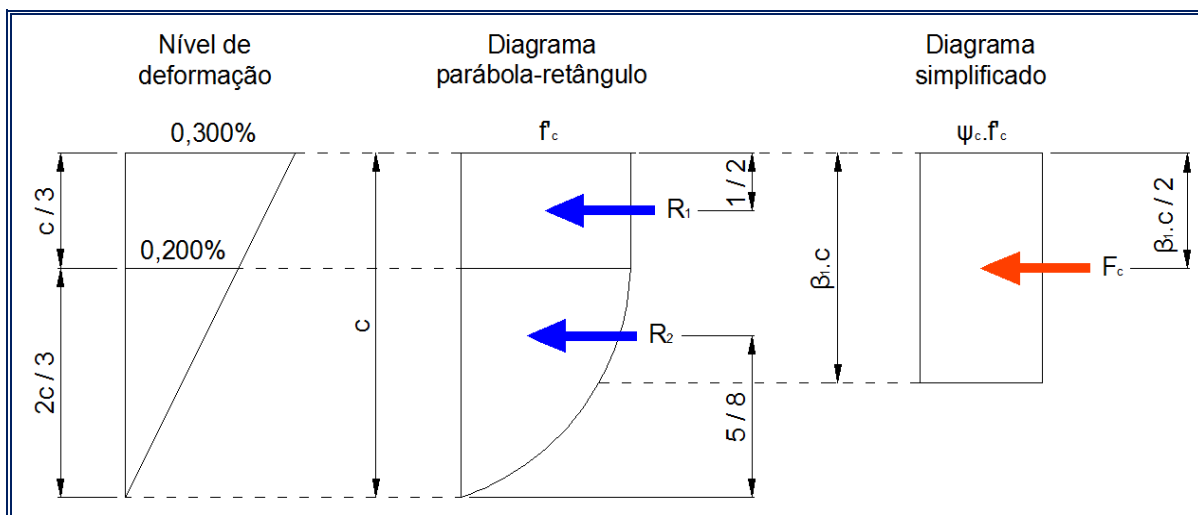


FIGURA 16 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES REAL (PARÁBOLA-RETÂNGULO) E SIMPLIFICADA DO CONCRETO PARA $\epsilon_c = 0,300\%$.

(ADAPTADA DE SUSSEKIND, 1980)

Para essa configuração, a equivalência entre as resultantes do diagrama parábola-retângulo e do diagrama simplificado é dada por:

$$R_1 + R_2 = F_c \quad \text{EQUAÇÃO 7}$$

Em que,

R_1 - resultante do diagrama de distribuição de tensões de compressão no concreto para $0,200\% \leq \epsilon_c \leq 0,300\%$, dada por:

$$R_1 = f'_c \cdot \frac{c}{3} \cdot b \quad \text{EQUAÇÃO 8}$$

R_2 - resultante do diagrama de distribuição de tensões de compressão no concreto para $0 \leq \epsilon_c \leq 0,200\%$, dada por:

$$R_2 = \frac{2}{3} \cdot f'_c \cdot \frac{2 \cdot c}{3} \cdot b$$

$$R_2 = f'_c \cdot \frac{4 \cdot c}{9} \cdot b \quad \text{EQUAÇÃO 9}$$

F_c - resultante do diagrama de distribuição de tensões de compressão no concreto para o diagrama simplificado, dada por:

$$F_c = \psi_c \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b \quad \text{EQUAÇÃO 10}$$

Portanto, para uma deformação do concreto igual a 0,300%, o coeficiente de redução da resistência característica à compressão (ψ_c) será dado por:

$$f'_c \cdot \frac{c}{3} \cdot b + f'_c \cdot \frac{4 \cdot c}{9} \cdot b = \psi_c \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b$$

$$\psi_c = \frac{7}{9} \cdot \frac{1}{\beta_1} \quad \text{EQUAÇÃO 11}$$

Para uma deformação do concreto (ϵ_c) entre 0,200% e 0,300% (Figura 17), o coeficiente ψ_c é obtido por:

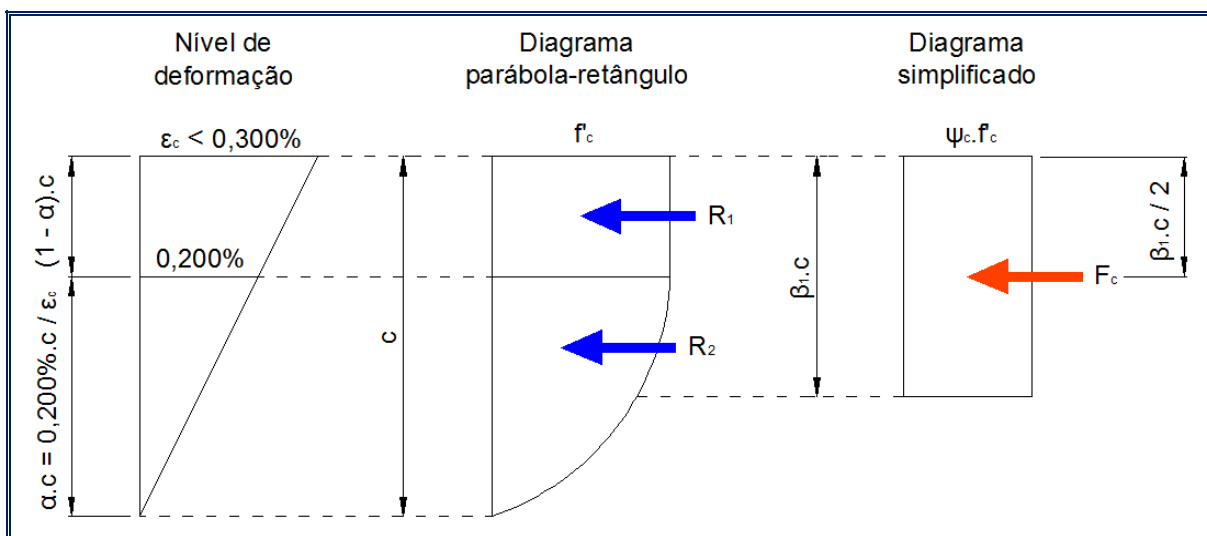


FIGURA 17 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES REAL (PARÁBOLA-RETÂNGULO) E SIMPLIFICADA DO CONCRETO PARA $0,200\% \leq \epsilon_c < 0,300\%$.

(ADAPTADA DE SUSSEKIND, 1980)

Nessas circunstâncias, a equivalência entre as resultantes dos dois diagramas é dada pela Equação 7, onde

R_1 - resultante do diagrama de distribuição de tensões de compressão no concreto para $0,200\% \leq \epsilon_c < 0,300\%$, dada por:

$$R_1 = f'_c \cdot (1 - \alpha) \cdot c \cdot b \quad \text{EQUAÇÃO 12}$$

R_2 - resultante do diagrama de distribuição de tensões de compressão no concreto para $0 \leq \varepsilon_c \leq 0,200\%$, dada por:

$$R_2 = \frac{2}{3} \cdot f'_c \cdot \alpha \cdot c \cdot b \quad \text{EQUAÇÃO 13}$$

Portanto, para uma deformação do concreto entre 0,200% e 0,300%, o coeficiente de redução da resistência característica à compressão (ψ_c) será dado por:

$$f'_c \cdot (1 - \alpha) \cdot c \cdot b + \frac{2}{3} \cdot f'_c \cdot c \cdot \alpha \cdot b = \psi_c \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b$$

$$\psi_c = \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot \frac{1}{\beta_1}$$

$$\psi_c = \left(1 - \frac{0,200\%}{3 \cdot \varepsilon_c}\right) \cdot \frac{1}{\beta_1} \quad \text{EQUAÇÃO 14}$$

Para uma deformação do concreto (ε_c) menor que 0,200% (Figura 18), o coeficiente ψ_c é obtido por:

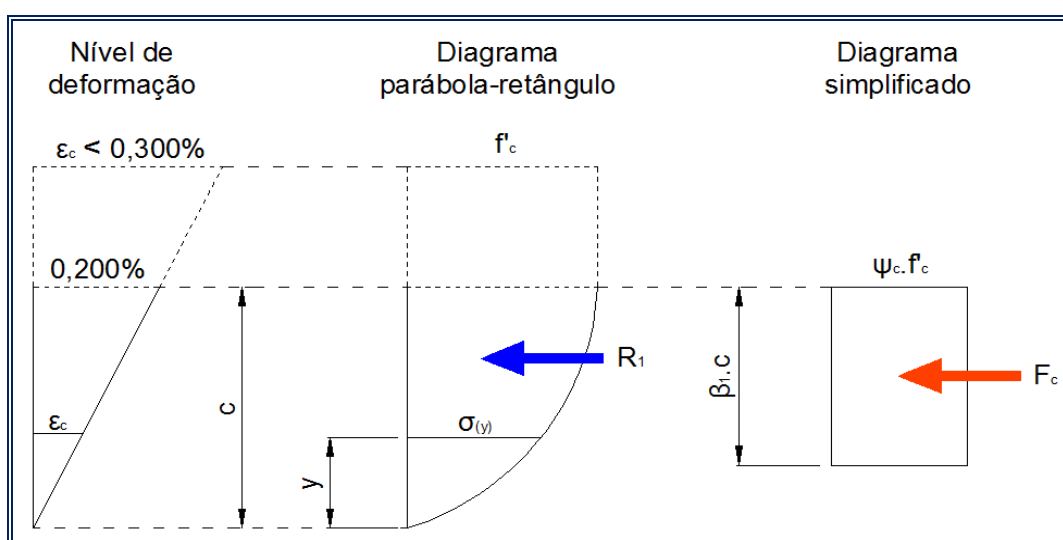


FIGURA 18 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES REAL (PARÁBOLA-RETÂNGULO) E SIMPLIFICADA DO CONCRETO PARA $\varepsilon_c < 0,200\%$.

(ADAPTADA DE SUSSEKIND, 1980)

No intervalo de distribuição de tensão parabólico (Figura 19), o valor da tensão correspondente a certa deformação é dada pela Equação 15 (NBR 6118, 2002):

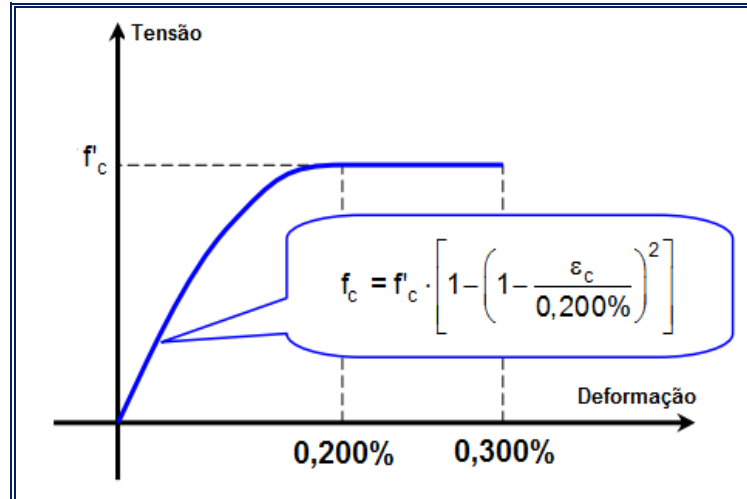


FIGURA 19 - DIAGRAMA PARÁBOLA-RETÂNGULO DE DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DE COMPRESSÃO DO CONCRETO.

$$\sigma_{(y)} = f'_c \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{0,200\%} \right)^2 \right] \quad \text{EQUAÇÃO 15}$$

Portanto, a equivalência entre as resultantes dos dois diagramas é dada por:

$$R_1 = F_c \quad \text{EQUAÇÃO 16}$$

Em que,

R_1 - resultante do diagrama de distribuição de tensões de compressão no concreto para $\epsilon_c < 0,200\%$, correspondendo à área sob a curva, dada por:

$$R_1 = \int_0^{\epsilon_c} f'_c \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{0,200\%} \right)^2 \right] \cdot b \cdot d_\epsilon$$

$$R_1 = f'_c \cdot \int_0^c \left[1 - \left(1 - \frac{y \cdot \epsilon_c}{0,200\% \cdot c} \right)^2 \right] \cdot b \cdot d_y$$

$$R_1 = f'_c \cdot b \cdot \left[\int_0^c 1 \cdot d_y - \int_0^c \left(1 - \frac{y \cdot \epsilon_c}{0,200\% \cdot c} \right)^2 \cdot d_y \right]$$

$$R_1 = f'_c \cdot b \cdot \left[c - \int_0^c \left(1 - 2 \cdot \frac{y \cdot \epsilon_c}{0,200\% \cdot c} + \frac{y^2 \cdot \epsilon_c^2}{0,200\%^2 \cdot c^2} \right) \cdot d_y \right]$$

$$R_1 = f'_c \cdot b \cdot \left[c - \int_0^c 1 \cdot d_y + \int_0^c \left(2 \cdot \frac{y \cdot \varepsilon_c}{0,200\% \cdot c} \right) \cdot d_y - \int_0^c \left(\frac{y^2 \cdot \varepsilon_c^2}{0,200\%^2 \cdot c^2} \right) \cdot d_y \right]$$

$$R_1 = f'_c \cdot b \cdot \left(c - c + 2 \cdot \frac{y^2}{2} \cdot \frac{\varepsilon_c}{0,200\% \cdot c} \Big|_0^c - \frac{y^3}{3} \cdot \frac{\varepsilon_c^2}{0,200\%^2 \cdot c^2} \Big|_0^c \right)$$

$$R_1 = f'_c \cdot b \cdot \left(\frac{c \cdot \varepsilon_c}{0,200\%} - \frac{1}{3} \cdot \frac{c \cdot \varepsilon_c^2}{0,200\%^2} \right)$$

$$R_1 = f'_c \cdot b \cdot \frac{c \cdot \varepsilon_c}{0,200\%} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\varepsilon_c}{0,200\%} \right)$$

EQUAÇÃO 17

Portanto, para uma deformação do concreto menor que 0,200%, o coeficiente de redução da resistência característica à compressão (ψ_c) será dado por:

$$f'_c \cdot b \cdot \frac{c \cdot \varepsilon_c}{0,200\%} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\varepsilon_c}{0,200\%} \right] = \psi_c \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b$$

$$\psi_c = \left[\frac{\varepsilon_c}{0,200\%} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\varepsilon_c}{0,200\%} \right) \right] \cdot \frac{1}{\beta_1}$$

EQUAÇÃO 18

Um resumo dos valores que o coeficiente ψ_c pode assumir é dado por:

$$\psi_c = \begin{cases} \frac{7}{9} \cdot \frac{1}{\beta_1} & \varepsilon_c = 0,300\% \\ \left(1 - \frac{0,200\%}{3 \cdot \varepsilon_c} \right) \cdot \frac{1}{\beta_1} & 0,200\% \leq \varepsilon_c < 0,300\% \\ \frac{\varepsilon_c}{0,200\%} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\varepsilon_c}{0,200\%} \right) \cdot \frac{1}{\beta_1} & \varepsilon_c < 0,200\% \end{cases} \quad \text{EQUAÇÃO 19}$$

3.4.1.1 Níveis de deformações

As deformações apresentadas pelos materiais envolvidos (aço, concreto e reforço) são limitadas. A máxima deformação desenvolvida pelo concreto (ε_{cu}) deve ser 0,300% (0,00300 mm/mm) para evitar o esmagamento do mesmo segundo as recomendações da norma ACI 318 (2008). Em se tratando da norma brasileira NBR 6118 (2002), o valor da deformação máxima para o concreto é de 0,350% (0,00350

mm/mm). Para não ocorrer a ruptura do laminado, a deformação máxima apresentada pelo mesmo não deve exceder a deformação apresentada pelo substrato.

A delaminação e o descolamento do reforço de polímeros reforçados com qualquer tipo de fibra ocorrem se não existir aderência adequada. As tensões provenientes do substrato de concreto devem ser transmitidas ao sistema de reforço por meio do adesivo epóxi sendo que a tensão mínima desenvolvida na interface, segundo ensaio de arrancamento (“*pull-off*”), deve ser de 1,40 MPa. Sistemas de polímeros reforçados com fibras não devem ser usados quando a resistência à compressão do substrato de concreto for inferior a 17,00 MPa, sendo que tal valor foi obtido de maneira experimental (ACI 440.2R, 2008). Para se prevenir esses tipos de falhas, deve haver uma redução da deformação última (de ruptura) do reforço (ε_{fu}) segundo o coeficiente dado por:

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{fu}} \cdot \left(1 - \frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{360.000}\right) \leq 0,90 & \text{para } n \cdot E_f \cdot t_f \leq 180.000 \text{ N/mm} \\ \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{fu}} \cdot \left(\frac{90.000}{n \cdot E_f \cdot t_f}\right) \leq 0,90 & \text{para } n \cdot E_f \cdot t_f > 180.000 \text{ N/mm} \end{cases} \quad \text{EQUAÇÃO 20}$$

Em que,

$n \cdot E_f \cdot t_f$ - rigidez do reforço em N/mm;

n - número de camadas de reforço com PRF, que representa a quantidade de camadas superpostas aderidas superficialmente ao substrato de concreto na seção ao longo do eixo longitudinal do elemento onde se está determinando a força. Tal número sugere que um sistema de reforço está mais propenso à delaminação ou ao descolamento quanto maior o número de camadas utilizado, ou seja, quanto maior a sua rigidez. Isso significa que uma quantidade maior de camadas pode garantir uma

resistência à flexão superior, porém os efeitos da delaminação ou do descolamento do reforço do substrato podem ser maiores;

t_f - espessura de uma camada de reforço (mm).

Dessa forma, a deformação de ruptura do reforço (ϵ_{fu}) é multiplicada por tal coeficiente para reduzi-la a um valor que previna o descolamento e a delaminação. O coeficiente κ_m é um parâmetro que foi obtido por pesquisas e por observações dos engenheiros em campo. Portanto, é apenas uma forma de inibir as falhas de descolamento e de delaminação do reforço por meio da limitação das deformações e consequentemente das tensões atuantes no mesmo. A norma ACI 440.2R (2008) recomenda mais estudos a respeito desse coeficiente redutor de maneira a refiná-lo.

Assim, a deformação de cálculo do reforço (ϵ_{fd}) será limitada por:

$$\epsilon_{fd} \leq \kappa_m \cdot \epsilon_{fu} \quad \text{EQUAÇÃO 21}$$

Ao se executar um reforço com polímeros reforçados com fibras, há um nível pré-existente de tensão (ou de deformação) no substrato de concreto devido ao peso próprio (Figura 20). Porém, tal situação não ocorre no compósito visto que o mesmo se encontra sem solicitação. Dessa forma, para se obter o nível real de deformação e tensão que ocorre no reforço, deve-se subtrair da deformação final do sistema a deformação pré-existente no substrato.

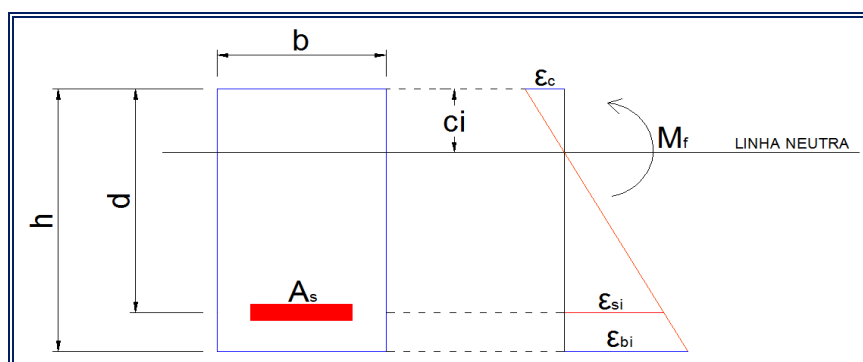


FIGURA 20 - DEFORMAÇÕES INICIAIS PARA A SEÇÃO TRANSVERSAL DE UMA VIGA SEM O REFORÇO COM PRF.

Assim, a deformação do reforço será dada por:

$$\varepsilon_{fd} = \varepsilon_c \cdot \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \kappa_m \cdot \varepsilon_{fu} \quad \text{EQUAÇÃO 22}$$

Com base no princípio da compatibilidade entre as deformações, as armaduras tracionadas apresentarão uma deformação dada por:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d-c}{h-c} \right) \quad \text{EQUAÇÃO 23}$$

Portanto, o nível de tensão nas armaduras tracionadas, admitindo um comportamento elasto-plástico das mesmas, será dado por:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{yk} \quad \text{EQUAÇÃO 24}$$

O aço apresenta um comportamento elasto-plástico tanto quando solicitado à tração como à compressão (Figura 21). Até certo nível de deformação (ε_{yk}), que depende do tipo de aço, o regime é caracterizado como elástico-linear em que as tensões são proporcionais às deformações (Lei de Hooke). Porém, após esse estágio, o aço apresenta um comportamento plástico, caracterizado por uma tensão constante (f_{yk}) em que a deformação está contida em um intervalo entre ε_{yk} e 1,000% (tração) e ε_{yk} e 0,300% (compressão).

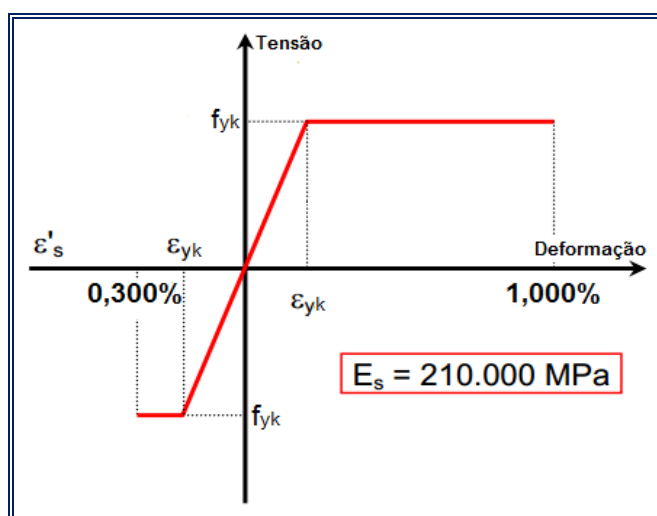


FIGURA 21 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA O AÇO.

Portanto, dependendo do nível de deformação apresentado pela armadura, essa estará submetida à tensão de escoamento (f_{yk}) ou à uma tensão menor.

3.4.1.2 Procedimento

O método proposto pela ACI 440.2R (2008) está baseado na tentativa e no erro, sendo que o processo se inicia com o estabelecimento de uma profundidade para a linha neutra (c). A partir daí são determinados os níveis de tensão de cada material através da compatibilidade de deformações com base nas equações apresentadas no item anterior.

Com a determinação das forças resultantes que atuam na seção é feita a verificação do sistema (Equação 25). Se as resultantes das forças internas não se equilibram, uma nova profundidade para a linha neutra é arbitrada e o processo se inicia novamente.

$$c = \frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fd}}{\psi_c \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad \text{EQUAÇÃO 25}$$

Dessa forma, a resistência nominal à flexão de uma seção de concreto armado reforçada com qualquer tipo de PRF será dada por:

$$\phi \cdot M_r = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fd} \cdot \left(h - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad \text{EQUAÇÃO 26}$$

Em que,

ϕ - fator de redução do momento fletor resistente da seção transversal para o caso em que a deformação do aço (ϵ_s) for superior a 0,005 mm/mm (ACI 440.2R, 2008);

ψ_f - fator de redução aplicado ao reforço em função da novidade dos sistemas compósitos. Valor recomendado pela ACI 440.2R (2008) igual a 0,85. Tal parâmetro não será aplicado nos cálculos do momento resistente da seção visto que esse

trabalho trata de uma comparação com um experimento. Recomenda-se o uso desse fator no caso de projeto.

Como um sistema de reforço é dimensionado no estado último, torna-se importante ressaltar as deformações pertinentes aos modos de falha que podem ocorrer.

Segundo a NBR 6118 (2002), os domínios de deformação que uma seção transversal de uma viga de concreto armado com altura h pode apresentar estão discretizados na Figura 22. Tal figura está adaptada para o valor da deformação última do concreto especificado pela ACI 318 (2008).

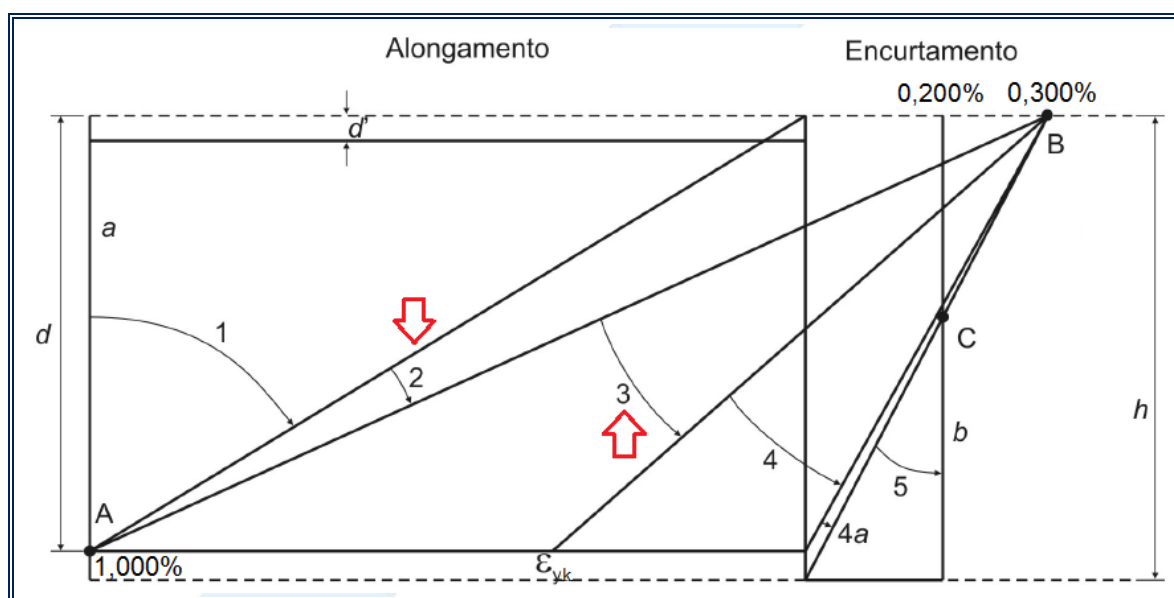


FIGURA 22 - DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO DE UMA SEÇÃO TRANSVERSAL PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO DA NBR 6118 (2002).

(ADAPTADA DE NBR 6118, 2002)

A norma brasileira estabelece dois tipos específicos de ruptura:

- Ruptura convencional por deformação plástica excessiva, caracterizada pela reta a, domínio 1 e domínio 2. A reta a representa a solicitação de tração uniforme; o domínio 1 abrange a solicitação de tração não uniforme, sem compressão e o domínio 2 se refere à flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do

concreto ($\epsilon_c < 0,300\%$) e com o máximo alongamento da armadura permitido ($\epsilon_s = 1,000\%$); e,

- Ruptura convencional por encurtamento limite do concreto, caracterizada pelos domínios 3, 4, 4a, 5 e pela reta b. O domínio 3 representa a sollicitação de flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s > \epsilon_{yk}$); o domínio 4 abrange a sollicitação de flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yk}$); o domínio 4a reflete o esforço de flexão composta com armaduras comprimidas; o domínio 5 representa a compressão não uniforme, sem tração e a reta b é caracterizada pela compressão uniforme.

Os domínios 2 e 3 foram indicados na figura anterior pois são nessas configurações que os elementos de concreto armado apresentarão uma ruptura dúctil, ou seja, com aviso prévio. Nessa situação, ocorre um quadro de fissuração intensa antes de acontecer o esmagamento do concreto. Mesmo para os elementos com reforço aderido externamente é necessário utilizar tais considerações.

3.4.2 Considerações a respeito das tensões de cisalhamento na interface

Visto que a interface entre o substrato e o reforço com PRFC é considerada uma região frágil, onde pode ocorrer falha do sistema de reforço se não houver uma aderência adequada, uma análise da tensão de cisalhamento se torna importante. A tensão de cisalhamento da interface é a que sollicita a resina. Machado (2002) definiu alguns parâmetros importantes para se obter a equação que define a tensão tangencial na interface, conforme a Figura 23.

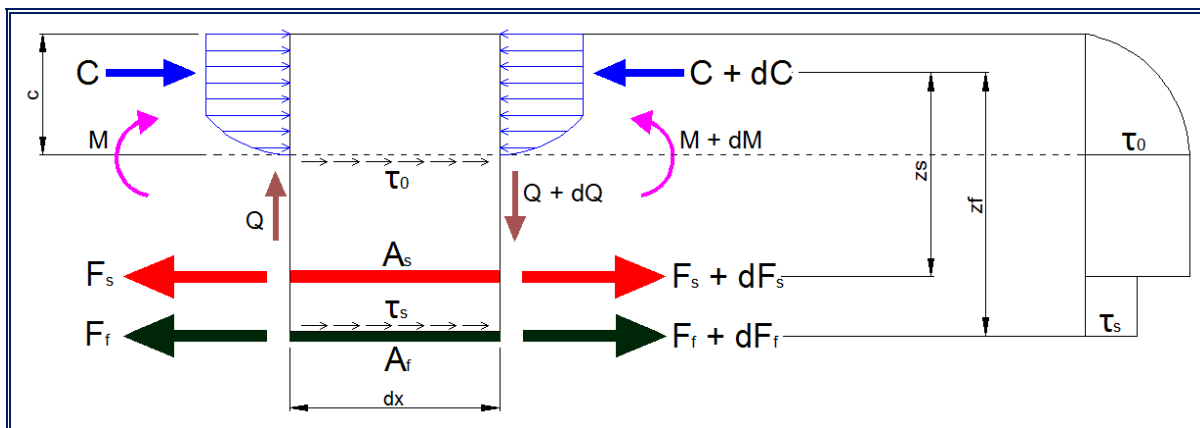


FIGURA 23 - ESFORÇOS ATUANTES EM UM ELEMENTO DE VIGA DE COMPRIMENTO UNITÁRIO dx DE MACHADO (2002).

(ADAPTADA DE MACHADO, 2002)

A seção transversal esquemática da viga é apresentada pela Figura 24:

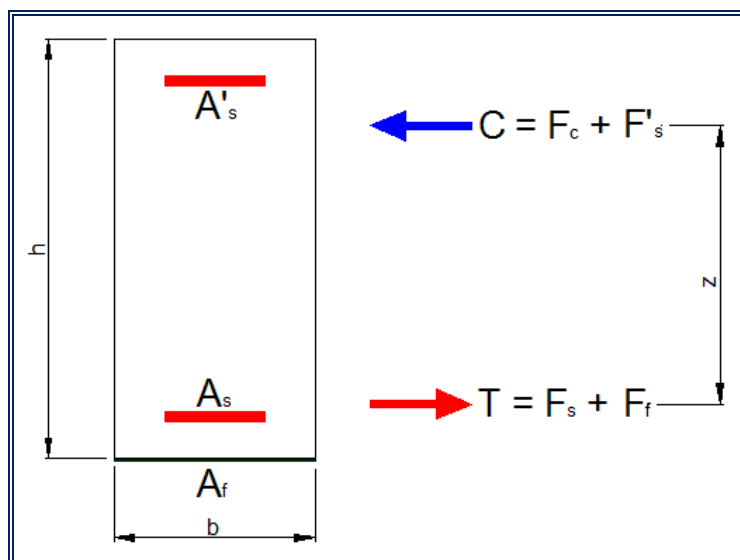


FIGURA 24 - SEÇÃO TRANSVERSAL COM RESULTANTES DE TRAÇÃO E DE COMPRESSÃO DE MACHADO (2002).

(ADAPTADA DE MACHADO, 2002)

Em que,

C - resultante de compressão;

T - resultante de tração;

z_s - distância entre a resultante de força da armadura tracionada e a resultante de compressão;

z_f - distância entre a resultante de força do reforço e a resultante de compressão;

τ_0 - tensão de cisalhamento máxima (na linha neutra);

τ_s - tensão de cisalhamento na interface.

A tensão máxima de cisalhamento ocorre na linha neutra. Pelo equilíbrio de forças horizontais é possível determinar seu valor (τ_0) por:

$$\sum F_h^{LN} = 0$$

$$C + \tau_0 \cdot b \cdot dx = C + dC$$

$$\tau_0 = \frac{C + dC - C}{b \cdot dx}$$

Portanto:

$$\tau_0 = \frac{1}{b} \cdot \frac{dC}{dx} \quad \text{EQUAÇÃO 27}$$

Sabe-se que $M = C \cdot z$, ou seja, o momento fletor é obtido pela resultante de compressão (C) multiplicada pela distância (z).

O valor do braço de alavanca z é dado por:

$$z = \frac{F_s \cdot z_s + F_f \cdot z_f}{F_s + F_f} \quad \text{EQUAÇÃO 28}$$

Derivando $M = C \cdot z$:

$$\frac{dM}{dx} = \frac{dC}{dx} \cdot z$$

Por definição:

$$\frac{dM}{dx} = Q$$

Logo:

$$Q = \frac{dC}{dx} \cdot z$$

$$\frac{dC}{dx} = \frac{Q}{z}$$

EQUAÇÃO 29

Assim, a equação que define o valor da tensão tangencial na linha neutra será:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z}$$

EQUAÇÃO 30

Para o cálculo da tensão tangencial na interface (τ_s), deve-se satisfazer o equilíbrio de forças horizontais acima da mesma. Portanto:

$$\sum F_h = 0$$

$$C - F_s + \tau_s \cdot b \cdot dx = (C + dC) - (F_s + dF_s) = C + dC - F_s - dF_s$$

$$\tau_s \cdot b \cdot dx = dC - dF_s$$

$$\tau_s = \frac{dC - dF_s}{b \cdot dx}$$

$$\tau_s = \frac{1}{b} \cdot \left(\frac{dC}{dx} - \frac{dF_s}{dx} \right)$$

EQUAÇÃO 31

Aplicando o somatório dos momentos em relação à força de tração no reforço:

$$\sum M_f = 0$$

$$M - C \cdot z_f + F_s \cdot (z_f - z_s) = 0$$

$$M = C \cdot z_f - F_s \cdot (z_f - z_s)$$

EQUAÇÃO 32

Derivando a Equação 32:

$$\frac{dM}{dx} = \frac{dC}{dx} \cdot z_f - \frac{dF_s}{dx} \cdot (z_f - z_s)$$

Como definido anteriormente:

$$\frac{dM}{dx} = Q$$

e

$$\frac{dC}{dx} = \frac{Q}{z}$$

Então:

$$Q = \frac{Q}{z} \cdot z_f - \frac{dF_s}{dx} \cdot (z_f - z_s)$$

$$\frac{dF_s}{dx} = \frac{\frac{Q}{z} \cdot z_f - Q}{(z_f - z_s)}$$

$$\frac{dF_s}{dx} = \frac{Q \cdot \left(\frac{z_f}{z} - 1 \right)}{(z_f - z_s)}$$

EQUAÇÃO 33

Substituindo as Equações 29 e 31 na Equação 33:

$$\tau_s = \frac{1}{b} \cdot \left[\frac{Q}{z} - \frac{Q \cdot \left(\frac{z_f}{z} - 1 \right)}{(z_f - z_s)} \right]$$

$$\tau_s = \frac{1}{b} \cdot \left[\frac{Q}{z} - \frac{\frac{Q}{z} \cdot (z_f - z)}{(z_f - z_s)} \right]$$

$$\tau_s = \frac{Q}{b \cdot z} \cdot \left[1 - \frac{(z_f - z)}{(z_f - z_s)} \right]$$

Como:

$$z = \frac{F_s \cdot z_s + F_f \cdot z_f}{F_s + F_f}$$

Então:

$$\tau_s = \frac{Q}{b \cdot z} \cdot \left[1 - \frac{\left(z_f - \frac{F_s \cdot z_s + F_f \cdot z_f}{F_s + F_f} \right)}{(z_f - z_s)} \right]$$

$$\tau_s = \frac{Q}{b \cdot z} \cdot \left[1 - \frac{\left(\frac{z_f \cdot (F_s + F_f) - (F_s \cdot z_s + F_f \cdot z_f)}{F_s + F_f} \right)}{(z_f - z_s)} \right]$$

$$\tau_s = \frac{Q}{b \cdot z} \cdot \left[1 - \frac{\left(\frac{F_s \cdot z_f - F_s \cdot z_s}{F_s + F_f} \right)}{(z_f - z_s)} \right]$$

$$\tau_s = \frac{Q}{b \cdot z} \cdot \left[1 - \frac{\frac{F_s \cdot (z_f - z_s)}{F_s + F_f}}{(z_f - z_s)} \right]$$

Portanto, a tensão de cisalhamento na interface será dada por:

$$\tau_s = \frac{Q}{b \cdot z} \cdot \left(\frac{F_f}{F_s + F_f} \right)$$

EQUAÇÃO 34

3.5 ESTUDOS EXPERIMENTAIS E COMPUTACIONAIS DO COMPORTAMENTO DE UMA VIGA BIAPOIADA DE CONCRETO ARMADO REFORÇADA COM PRFC

Para se avaliar de maneira analítica uma peça reforçada com o objetivo de se explicar o comportamento da mesma quanto às tensões apresentadas pelo reforço e pelo concreto armado é importante a definição de alguns parâmetros como comprimento do reforço, carregamento, entre outros. Dessa forma, é necessário conhecer os detalhes que fazem parte de um reforço estrutural com PRFC, bem como as peculiaridades inerentes aos processos de modelagem física e computacional por meio de elementos finitos. Assim, torna-se possível averiguar os parâmetros importantes de cada tipo de análise para se fazer as correlações com o modelo analítico, de modo a se perceber as vantagens e as restrições do mesmo.

3.5.1 Modelagem física de Beber *et al.* (2001)

Nesse estudo, vigas de concreto armado reforçadas com mantas flexíveis de PRFC foram ensaiadas com o objetivo de se verificar o aumento da resistência à flexão e rigidez desses elementos. As vigas foram divididas em grupos sem reforço e vigas reforçadas com uma, quatro, sete e dez camadas de compósito. As vigas testemunho (sem reforço) foram denominadas por VT1 e VT2; as vigas reforçadas com uma camada por VR3 e VR4; as vigas com quatro camadas por VR5 e VR6; as vigas com sete camadas por VR7 e VR8, e com dez camadas por VR9 e VR10. Todos os modelos ensaiados seguiram a configuração mostrada na Figura 25.

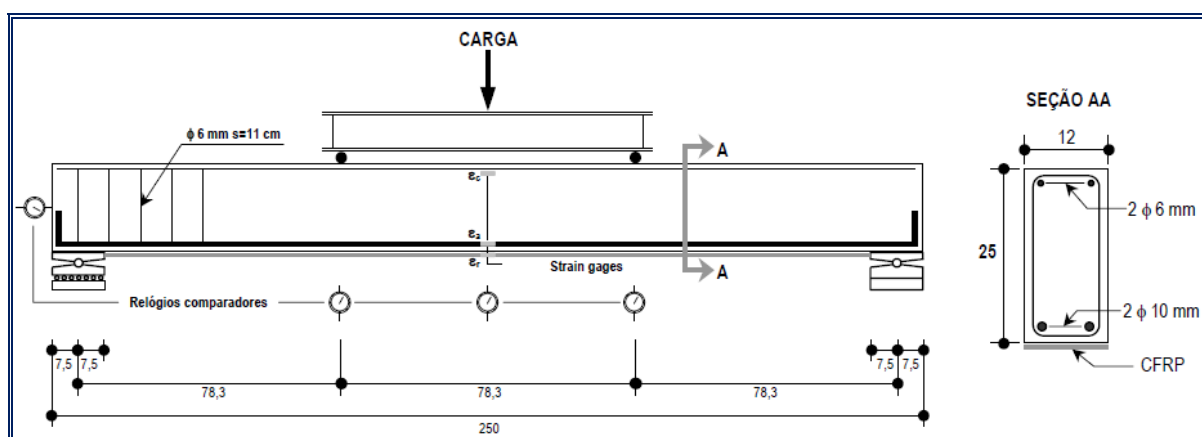


FIGURA 25 - ESQUEMA DE ENSAIO DAS VIGAS DE BEBER *et al.* (2001).

(BEBER *et al.*, 2001)

As dimensões da seção transversal de todas as vigas eram 12,00 cm de base por 25,00 cm de altura e o vão livre permaneceu 235,00 cm para todos os ensaios.

As propriedades dos materiais utilizados podem ser vistas na Tabela 3:

TABELA 3 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE BEBER *et al.* (2001).

PROPRIEDADES	
Resistência característica à compressão do concreto (MPa)	33,60
Tensão de escoamento do aço com bitola de 6 mm CA-60 (MPa)	738,00
Tensão de escoamento do aço com bitola de 10 mm CA-50 (MPa)	565,00
Resistência à tração do reforço de PRFC (MPa)	3.400,00
Módulo de elasticidade do reforço de PRFC (GPa)	230,00
Seção transversal por unidade de largura do reforço de PRFC (cm ² /m)	1,11
Peso de fibra por área do reforço de PRFC (g/m ²)	200,00
Deformação última do reforço de PRFC (%)	1,48

Os ensaios foram realizados com a aplicação de duas cargas concentradas equidistantes dos apoios, caracterizando um ensaio de Stuttgart que será posteriormente comentado. As vigas sem reforço e com apenas uma camada de reforço receberam incrementos de carga de 4,00 kN até a ruptura, enquanto as demais vigas incrementos de 5,00 kN. As deformações do aço, do concreto e do reforço foram monitoradas para cada incremento de carga por meio de relógios comparadores.

Através desses ensaios verificou-se que o modo de ruína mais frequente foi o descolamento do reforço da base da viga (Figura 26).

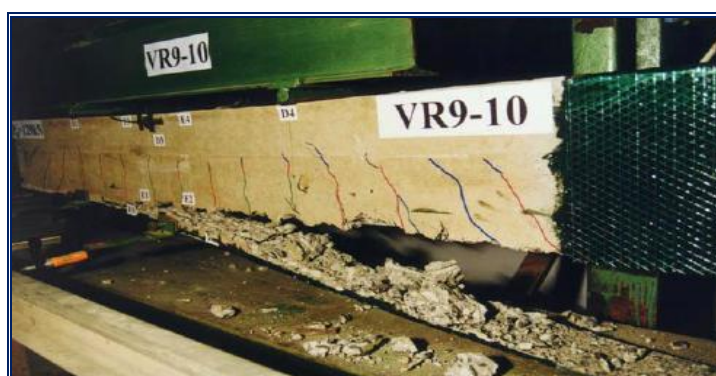


FIGURA 26 - DESCOLAMENTO DE REFORÇO NO ENSAIO DE BEBER *et al.* (2001).
(BEBER *et al.*, 2001)

Além disso, foram constatadas, como esperado, uma diminuição das deflexões devido ao aumento de rigidez do conjunto bem como um aumento na carga de ruptura devido à execução do reforço. Por exemplo, para o modelo ensaiado com uma camada de reforço, houve um aumento da carga de ruptura de 35%, sendo 47,20 kN a carga de ruptura da viga testemunho (sem reforço) e 63,60 kN da viga reforçada com uma camada de PRFC. Os resultados obtidos para todos os protótipos e os tipos de ruína encontrados em cada experimento estão apresentados na Tabela 4.

TABELA 4 - RESULTADOS CAS CARGAS DE RUPTURA DOS PRÓTÓTIPOS DOS ENSAIOS DE BEBER *et al.* (2001).

PROTÓTIPOS	VT1	VT2	VR3	VR4	VR5	VR6	VR7	VR8	VR9	VR10
Carga de ruptura experimental (kN)	47,40	47,00	65,20	62,00	102,20	100,60	124,20	124,00	129,60	137,00
Carga de ruptura teórica (kN)	46,40		66,50		120,80		122,20		121,90	
Modo de ruptura	Tipo 1	Tipo 1	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 3	Tipo 3	Tipo 3	Tipo 3	Tipo 3
Incremento em relação ao testemunho (%)	-		+ 35		+ 115		+ 163		+ 182	
Tipo 1 - Escoamento da armadura e esmagamento do concreto Tipo 2 - Ruptura do reforço Tipo 3 - Descolamento do reforço										

FONTE: adaptada de BEBER *et al.*, 2001.

3.5.2 Modelagem física e computacional de Coronado e Lopez (2006)

Nesse estudo, resultados de ensaios experimentais com vigas biapoiadas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibras de carbono e modelagens computacionais dos mesmos elementos foram feitos para se comparar os resultados obtidos pelos dois métodos. Foram observados que os modos de falha como esmagamento do concreto e descolamento das placas de reforço foram encontrados nos dois tipos de modelagem.

As vigas foram divididas em três grupos denominados por A, B e C. A diferença dos ensaios físicos desses grupos se deu pela dimensão das peças, comprimento do vão, comprimento do reforço e presença ou não do mesmo. As vigas foram submetidas ao carregamento de flexão por quatro pontos. As características geométricas das vigas ensaiadas e os modos de falha de cada uma podem ser vistas na Tabela 5.

TABELA 5 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS ENSAIOS DE CORONADO E LOPEZ (2006).

PROGRAMA EXPERIMENTAL					
	TIPOS	BASE, ALTURA E COMPRIMENTO DA VIGA (mm)	ÁREA DE PRFC (mm ²)	COMPRIMENTO DA CAMADA DE PRFC (mm)	TIPO DE FALHA
SÉRIE A	A1	305,00	83,80	3.195,00	EC
	A2	406,00	-	-	EA
	A3	4.064,00	83,80	3.500,00	EC
SÉRIE B	B1	200,00	-	-	EA
	B2		-	-	EA
	B3		60,00	2.100,00	C/DR
	B4		60,00	2.100,00	C/DR
	B5		180,00	2.100,00	C/DR
	B6		180,00	2.100,00	C/DR
SÉRIE C	C1	200,00	-	-	EC
	C2		-	-	EC
	C3		60,00	2.100,00	EC/DR
	C4		60,00	2.100,00	EC/DR
	C5		180,00	2.100,00	EC/DR
	C6		180,00	2.100,00	EC/DR

EC - Esmagamento do concreto
 EA - Escoamento da armadura
 C/DR - Falha do cobrimento seguida do descolamento do reforço
 EC/DR - Esmagamento do concreto seguido do descolamento do reforço

FONTE: adaptada de CORONADO E LOPEZ, 2006.

Quanto às propriedades dos materiais utilizados, elas podem ser vistas na Tabela 6.

TABELA 6 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE CORONADO E LOPEZ (2006).

PROPRIEDADES DOS MATERIAIS		
CONCRETO	MODELO A	MODELOS B e C
Resistência característica à compressão (MPa)	58,60	58,60
Resistência característica à tração (MPa)	4,60	3,00
Módulo de elasticidade (GPa)	36,00	25,00
Coeficiente de Poisson	0,20	0,20
Deformação última (%)	0,30	0,30
Energia de fratura (N/m)	146,00	200,00
AÇO	MODELO A	MODELOS B e C
Tensão de escoamento dos vergalhões (MPa)	523,00	575,00
Tensão de escoamento dos estribos (MPa)	489,00	-
Tensão de tração de ruptura dos vergalhões (MPa)	703,00	575,00
Tensão de tração de ruptura dos estribos (MPa)	725,00	-
Módulo de elasticidade (GPa)	208,50	208,50
Coeficiente de Poisson	-	0,30
Deformação última (%)	17,00	20,00
PRFC	MODELO A	MODELOS B e C
Tensão de tração de ruptura (MPa)	3.484,00	1.532,00
Módulo de elasticidade (GPa)	228,00	127,00
Coeficiente de Poisson	0,26	0,30
Deformação última (%)	1,70	1,21
RESINA EPÓXI	MODELO A	MODELOS B e C
Tensão de tração de ruptura (MPa)	23,00	25,00
Módulo de elasticidade (GPa)	1,73	7,00
Coeficiente de Poisson	0,36	0,30
Deformação última (%)	2,00	0,70

FONTE: adaptada de CORONADO E LOPEZ, 2006.

Em relação à modelagem computacional, alguns aspectos importantes em relação às leis constitutivas dos materiais utilizados devem ser retratados.

3.5.2.1 Modelo constitutivo do concreto abordado no trabalho de Coronado e Lopez (2006)

Para a modelagem numérica do concreto, Coronado e Lopez (2006) admitiram um modelo de dano plástico. Nesse modelo, o concreto possui dois principais mecanismos de falha: esmagamento na sollicitação de compressão uniaxial e ruptura na sollicitação de tração uniaxial (aparecimento de fissuras). Assim, algumas análises são feitas de modo a se obter os melhores parâmetros e modelos para representar o concreto. Para avaliar o modelo numérico proposto e os modelos constitutivos aplicados aos materiais, Coronado e Lopez (2006) realizaram comparações com os modelos experimentais A-1 e B-3.

3.5.2.1.1 Comportamento do concreto sollicitado à tração uniaxial abordado por Coronado e Lopez (2006)

O comportamento à tração do concreto pode ser representado por uma curva de amolecimento. Três modelos foram apresentados conforme a Figura 27: o modelo exponencial (A), o modelo bilinear (B) e o modelo linear (C). Coronado e Lopez (2006) analisaram somente os modelos bilinear e linear, sendo que posteriormente foi feita uma análise de sensibilidade dos mesmos para verificar a influência de cada um na configuração da curva carregamento-deflexão.

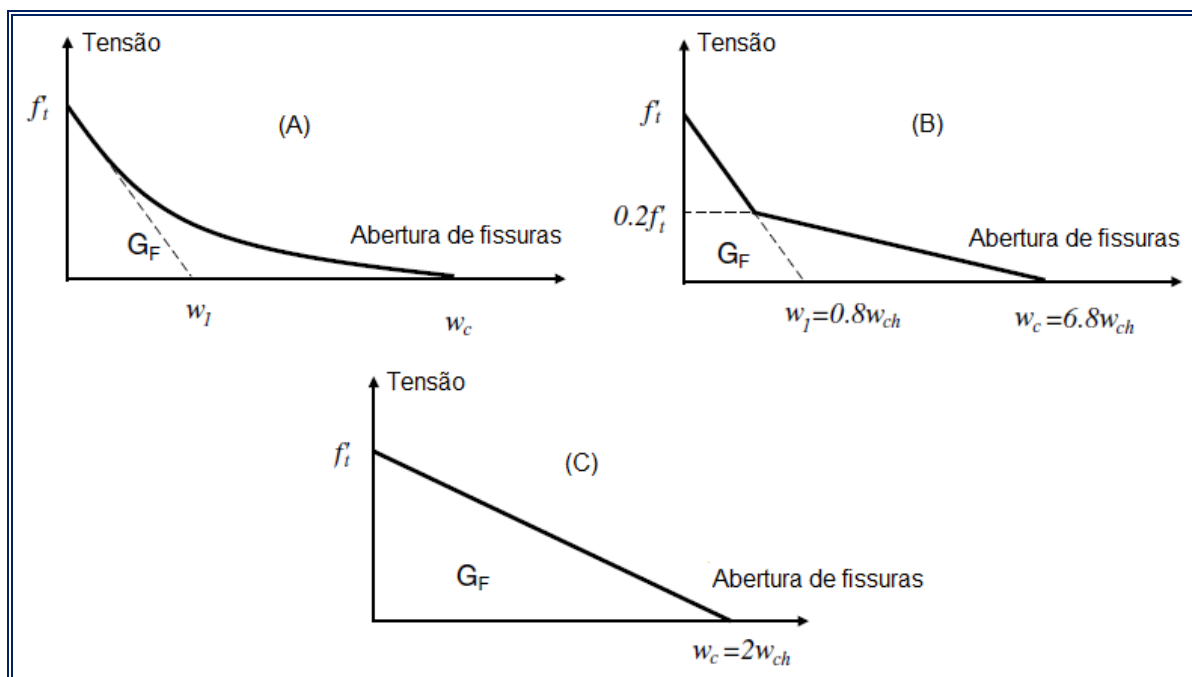


FIGURA 27 - CURVAS DE AMOLECIMENTO DO CONCRETO SOB TENSÃO DE TRAÇÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).

(ADAPTADA DE CORONADO E LOPEZ, 2006)

Alguns parâmetros importantes que compõe a curva de amolecimento são:

f'_t - tensão de tração em que ocorre o aparecimento de fissuras;

G_F - energia de fratura: energia, por unidade de área, necessária para a abertura da primeira fissura;

w_1 - abertura da primeira fissura;

w_c - máxima abertura de fissura;

w_{ch} - abertura de fissura dada pela relação entre a energia de fratura (G_F) e a tensão de tração (f'_t).

Na análise de sensibilidade realizada por Coronado e Lopez (2006) quanto ao tipo de modelo constitutivo do concreto à tração, verificou-se que o pico de carga e deflexão é pouco afetado pelo modelo de amolecimento adotado. Porém, tais autores recomendam o uso do modelo bilinear para representar o concreto submetido à tração uniaxial. Tal conclusão pode ser observada nos gráficos da Figura 28.

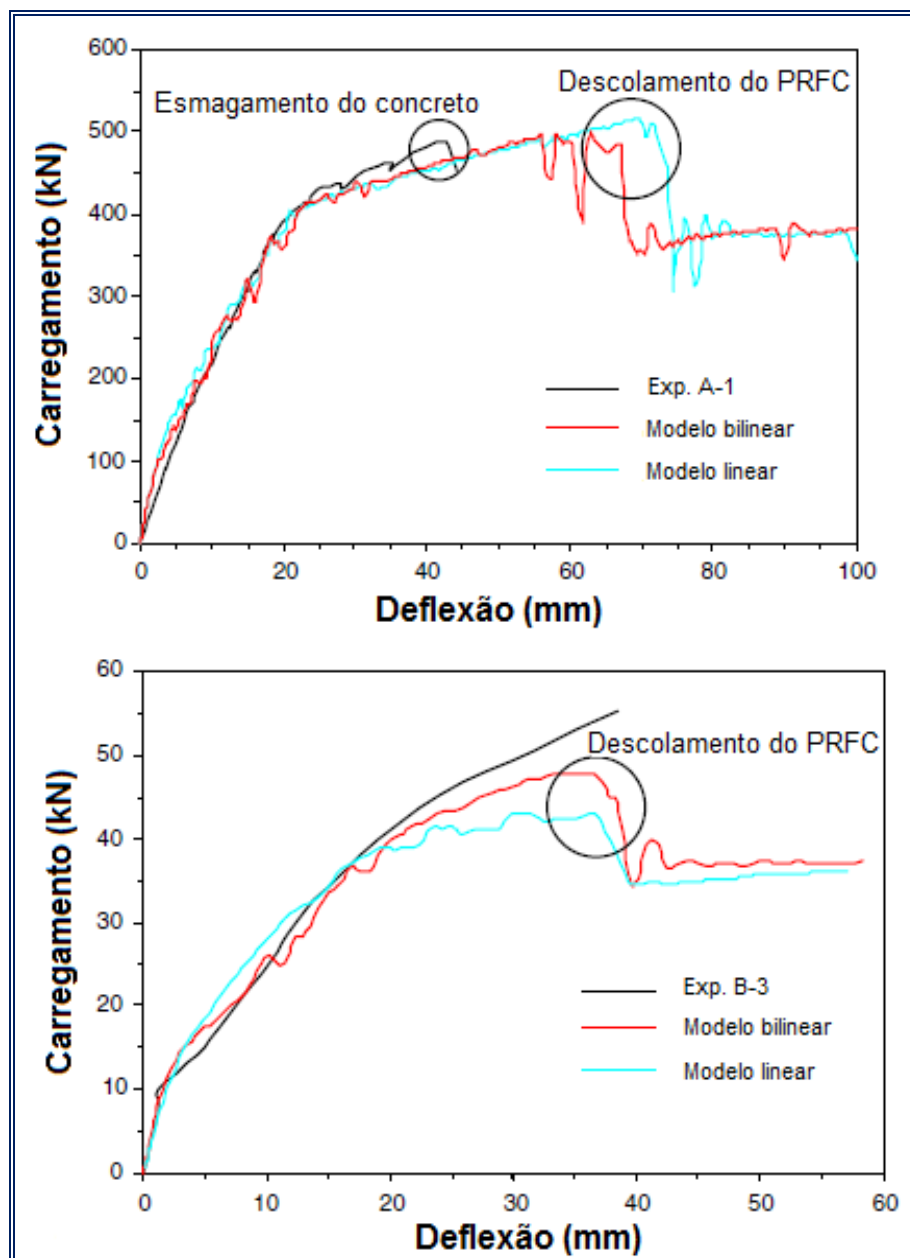


FIGURA 28 - ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARA OS MODELOS CONSTITUTIVOS DO CONCRETO SOB TENSÃO DE TRAÇÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).

(ADAPTADA DE CORONADO E LOPEZ, 2006)

A curva de amolecimento do concreto pode ser obtida experimentalmente (BAZANT E PLANAS, 1998). Porém, quando os parâmetros tensão de tração f'_t e energia de fratura G_F não são obtidos de maneira experimental, alguns autores recomendam estimar essas variáveis através de equações.

MacGregor (1997) recomenda o uso da Equação 35 para se obter o valor da tensão de tração (f'_t) em que ocorre o aparecimento de fissuras:

$$f'_t = 0,6 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

EQUAÇÃO 35

Em que,

f'_c - resistência característica à compressão do concreto em megapascal (MPa).

Para estimar o valor da energia necessária para a abertura da primeira fissura (G_F), Bazant e Becq-Giraudon (2002) propõe a equação dada por:

$$G_F = 2,5 \cdot \alpha_0 \cdot \left(\frac{f'_c}{0,051} \right)^{0,46} \cdot \left(1 + \frac{d_a}{11,27} \right)^{0,22} \cdot \left(\frac{w}{c} \right)^{-0,30} \text{ (N/m)} \quad \text{EQUAÇÃO 36}$$

Em que,

α_0 - coeficiente referente à forma do agregado utilizado na composição do concreto - igual a 1,44 para agregados britados ou angulares;

f'_c - resistência característica à compressão do concreto em megapascal (MPa);

d_a - diâmetro do agregado em milímetros (mm);

w/c - relação água-cimento utilizada no preparo do concreto.

Coronado e Lopez (2006) utilizaram o valor de 200 N/m para caracterizar a energia de fratura tanto na consideração do modelo bilinear como para o modelo linear (Figura 27- B e C, respectivamente).

3.5.2.1.2 Comportamento do concreto solicitado à compressão uniaxial abordado por Coronado e Lopez (2006)

Nas análises do comportamento do concreto solicitado à compressão uniaxial três modelos (A, B e C) foram avaliados conforme a Figura 29.

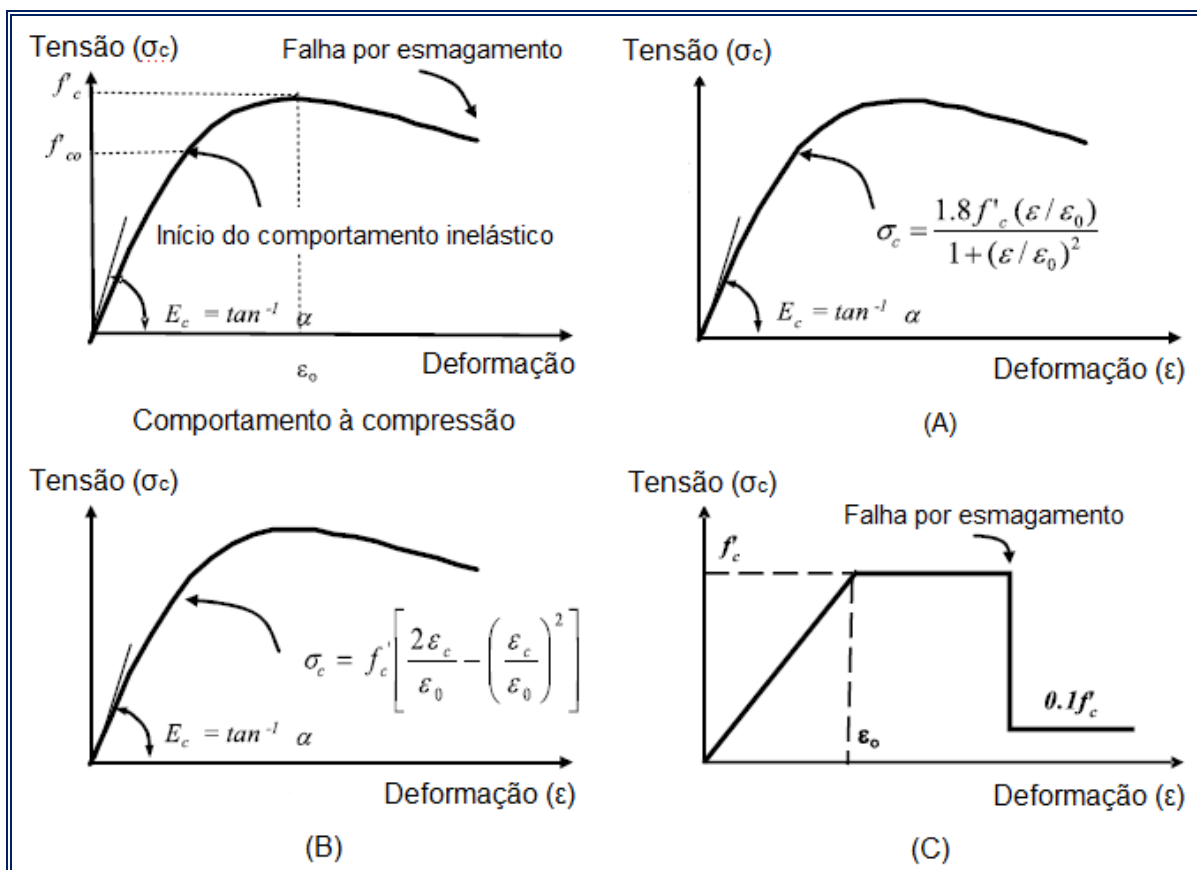


FIGURA 29 - MODELOS CONSTITUTIVOS DO CONCRETO SOB TENSÃO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).

(ADAPTADA DE CORONADO E LOPEZ, 2006)

Alguns parâmetros importantes a serem especificados nesse comportamento são:

E_c - módulo de elasticidade do concreto;

σ_c - tensão de compressão do concreto;

f'_c - resistência característica à compressão do concreto;

f_{c0} - tensão crítica: tensão que marca o início da fase inelástica do concreto cujo valor é aproximadamente 60-80% da tensão de compressão f'_c ;

ϵ - deformação do concreto;

ϵ_0 - deformação do concreto no limite da elasticidade;

ν_c - coeficiente de Poisson do concreto.

Na análise de sensibilidade realizada por Coronado e Lopez (2006) quanto ao tipo de modelo constitutivo do concreto à compressão, verificou-se que os três

modelos representam adequadamente o concreto. Porém, de modo mais prático, o modelo bilinear (C) fornece precisão adequada para ser utilizado na representação do comportamento do concreto à compressão. Tal conclusão pode ser observada na Figura 30.

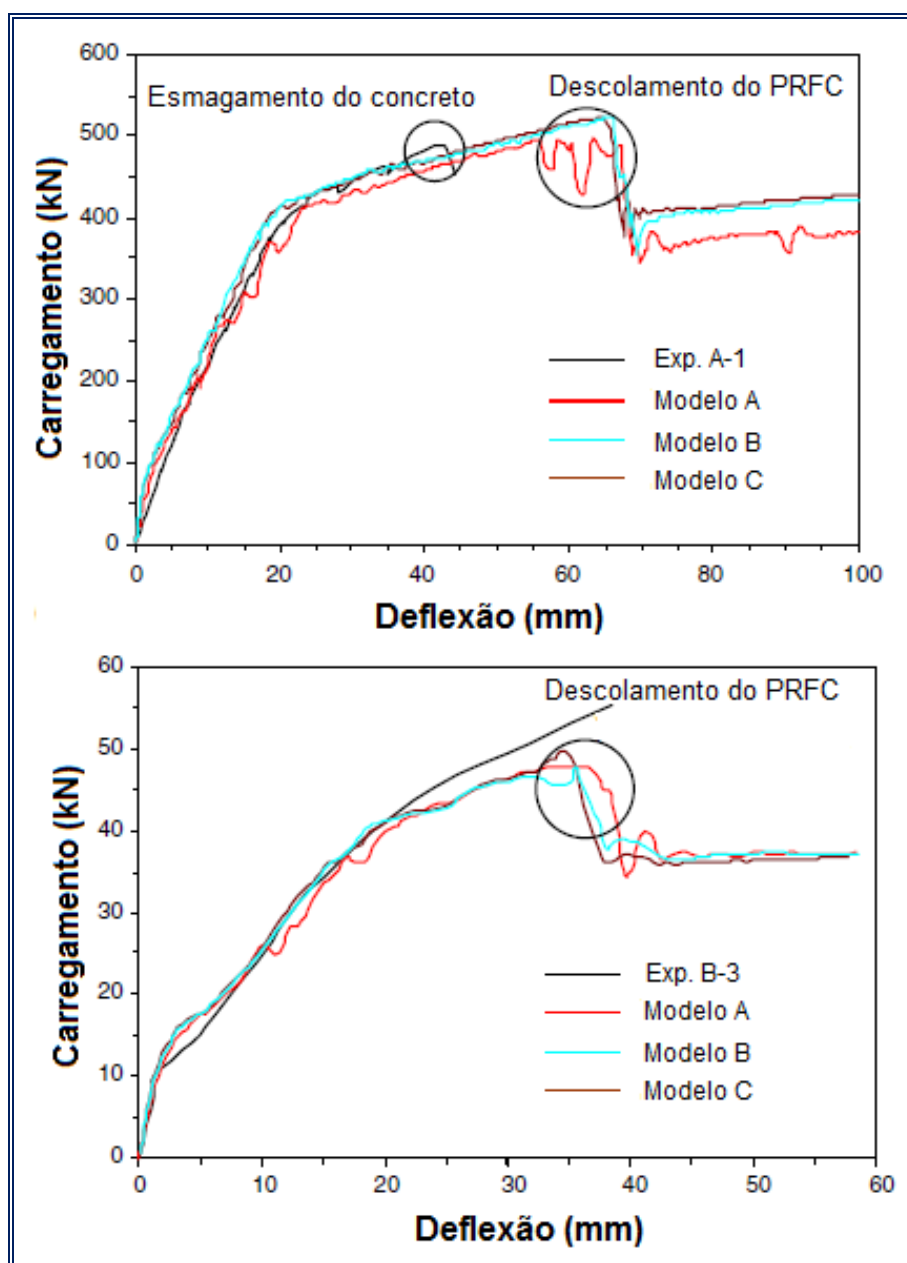


FIGURA 30 - ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARA OS MODELOS CONSTITUTIVOS DO CONCRETO SOB TENSÃO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).

(ADAPTADA DE CORONADO E LOPEZ, 2006)

Na ausência de dados experimentais, o módulo de elasticidade (E_c) pode ser estimado por (ACI 318, 2008):

$$E_c = 4.700 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad \text{EQUAÇÃO 37}$$

Com base no comportamento tensão-deformação do modelo C (bilinear), MacGregor (1997) recomenda o uso da Equação 38 para estimar o valor da deformação do concreto no limite da elasticidade:

$$\varepsilon_0 = 1,71 \cdot \frac{f'_c}{E_c} \quad \text{EQUAÇÃO 38}$$

3.5.2.2 Modelo constitutivo da armadura abordado no trabalho de Coronado e Lopez (2006)

O modelo constitutivo adotado para o aço é o elasto-plástico (Figura 31) em que tal material possui característica elástica em uma fase inicial regida pelo seu módulo de elasticidade (E_s) até atingir um certo limite. A partir daí, a fase plástica se inicia, sendo o elemento submetido a um carregamento constante e por consequência sua tensão axial também se mantém constante.

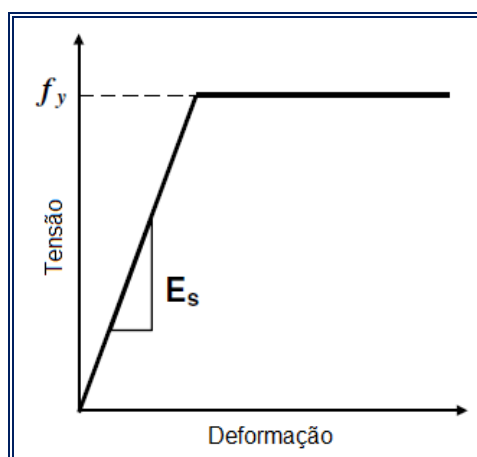


FIGURA 31 - MODELO CONSTITUTIVO DA ARMADURA DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).

(ADAPTADA DE CORONADO E LOPEZ, 2006)

Para essa formulação, três variáveis devem ser definidas:

E_s - módulo de elasticidade do aço (armadura);

ν_s - coeficiente de Poisson do aço (armadura);

f_y - tensão de escoamento do aço (armadura).

3.5.2.3 Modelo constitutivo do reforço abordado no trabalho de Coronado e Lopez (2006)

O modelo constitutivo adotado para o reforço, no trabalho de Coronado e Lopez (2006), é de um comportamento frágil em que o material assume um comportamento linear até atingir uma tensão última ou tensão de falha (Figura 32).

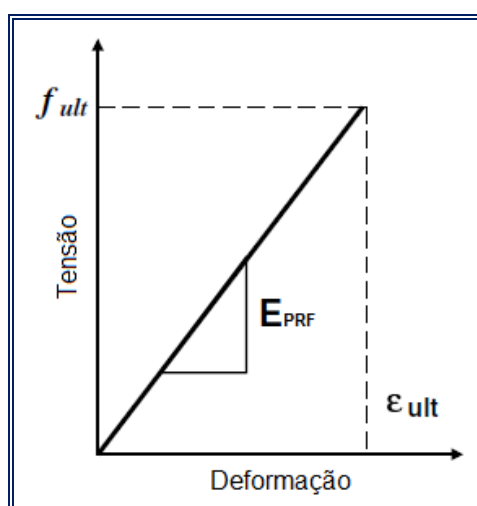


FIGURA 32 - MODELO CONSTITUTIVO DO REFORÇO DA MODELAGEM DE CORONADO E LOPEZ (2006).
(ADAPTADA DE CORONADO E LOPEZ, 2006)

Para essa formulação as variáveis que devem ser definidas são:

E_{PRF} - módulo de elasticidade do reforço de PRF;

ν_{PRF} - coeficiente de Poisson do reforço;

f_{ult} - tensão última ou de ruptura do reforço.

3.5.2.4 Aspectos da modelagem numérica de Coronado e Lopez (2006)

A modelagem computacional foi realizada no *software ABAQUS* (Figura 33) e foram utilizados elementos finitos do tipo barra com dois nós para as armaduras e elementos finitos bidimensionais do estado plano de tensões com quatro nós para o concreto. Em relação ao reforço foram feitas duas modelagens. Na primeira foram utilizados elementos finitos do estado plano de tensões com quatro nós da mesma forma que o concreto, indicados por *CPS4R elements*. Já, na segunda modelagem,

foram utilizados os elementos de barra com dois nós da mesma forma que a armadura, indicados por *truss elements*.

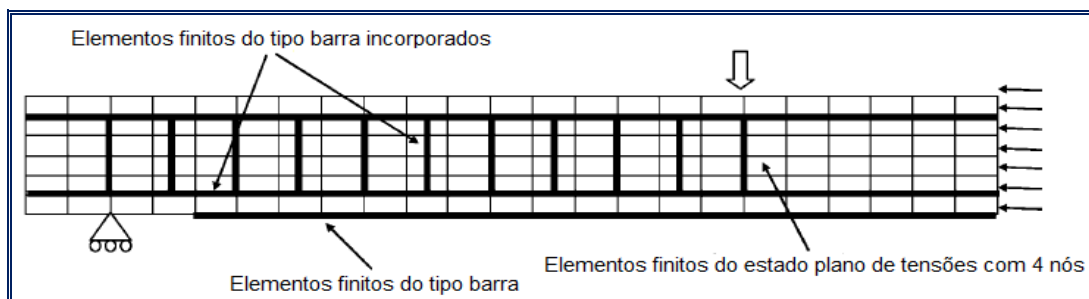


FIGURA 33 - ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS POR CORONADO E LOPEZ (2006).

(ADAPTADA DE CORONADO E LOPEZ, 2006)

Os resultados encontrados por Coronado e Lopez (2006) podem ser vistos na Figura 34 e apresentam pouca variação ao tipo de elemento finito utilizado para discretizar o reforço, ou seja, pode ser utilizado o elemento do tipo barra ou do tipo estado plano de tensões. Isso porque ambos os resultados convergem para a resposta obtida na viga de controle denominada por Exp. B-3. Porém, os autores recomendam o uso do elemento do tipo barra porque em termos práticos tal elemento reduz o esforço numérico para a solução e apresenta melhores resultados.

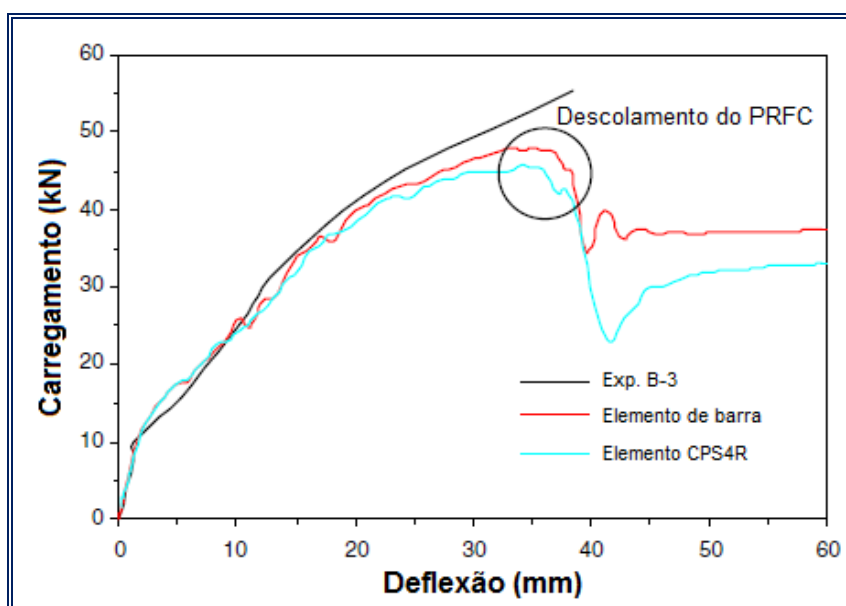


FIGURA 34 - CARREGAMENTO X DEFLEXÃO PARA OS ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS PARA DISCRETIZAR O REFORÇO DE CORONADO E LOPEZ (2006).

(ADAPTADA DE CORONADO E LOPEZ, 2006)

Um estudo semelhante com o objetivo de se determinar a influência da resistência à compressão do concreto e da largura do reforço no comportamento da interface também adotou os elementos finitos acima citados para discretizar o conjunto reforçado. Woo e Lee (2010) modelaram computacionalmente vigas de concreto armado e adotaram para o reforço de PRFC os elementos finitos do tipo barra e para o concreto os elementos finitos do estado plano de tensões (Figura 35).

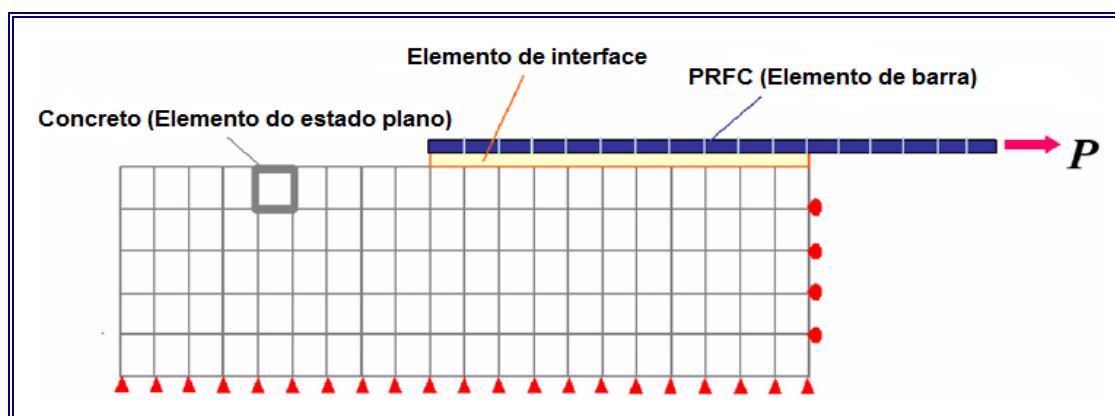


FIGURA 35 - ESQUEMA DE MODELAGEM DE UMA VIGA DE CONCRETO REFORÇADA COM PRFC DE WOO E LEE (2010).

(ADAPTADA DE WOO E LEE, 2010)

3.5.3 Modelagem física de Obaidat (2007) e computacional de Obaidat *et al.* (2010)

Neste estudo foram abordados os modelos de interface entre o PRFC e o concreto armado através da modelagem física e computacional de vigas biapoiadas de concreto armado. Para validação dos resultados numéricos foram resgatados os ensaios físicos de Obaidat (2007). Oito vigas foram submetidas à flexão por quatro pontos com a variação do comprimento das mantas de PRFC, sendo que a instalação das mantas só foi feita quando, dado o início do carregamento, os modelos apresentaram fissuras, retratando assim, uma situação real.

O arranjo estrutural das vigas para os ensaios pode ser visto na Figura 36. As dimensões adotadas para a seção transversal de todas as vigas ensaiadas foram de

150 mm para a base e 300 mm para a altura. O comprimento entre apoios adotado foi de 1.560 mm.

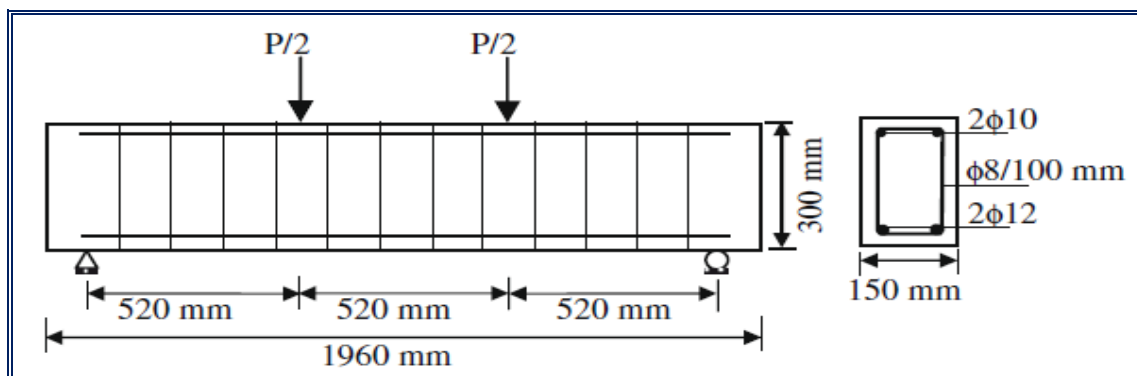


FIGURA 36 - ESQUEMA DE ENSAIO DAS VIGAS DE OBAIDAT (2007).

(OBAIDAT, 2007)

As propriedades dos materiais utilizados nas modelagens física e computacional podem ser vistas na Tabela 7.

TABELA 7 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE OBAIDAT (2007).

PROPRIEDADES	
Resistência característica à compressão do concreto (MPa)	30,00
Resistência característica à tração do concreto (MPa)	1,81
Módulo de elasticidade do concreto (GPa)	26,00
Coefficiente de Poisson do concreto	0,20
Tensão de escoamento do aço (MPa)	507,00
Módulo de elasticidade do aço (GPa)	209,00
Coefficiente de Poisson do aço	0,30
Resistência à tração do reforço (MPa)	2.640,00
Módulo de elasticidade do reforço (GPa)	165,00
Espessura do reforço (mm)	1,20
Largura do reforço (mm)	50,00
Deformação última do reforço de PRFC (%)	1,60
Módulo de elasticidade do epóxi (GPa)	2,50

De forma a organizar os ensaios realizados, as vigas foram denominadas por: RB1 os modelos com o reforço executado em todo o comprimento entre os apoios

(1.560 mm); RB2 as vigas com o reforço na porção central (2/3 da viga), com comprimento de 1.040 mm; RB3 as vigas com reforço de 520 mm (entre os pontos de carga); e as vigas de controle que foram executadas sem reforço (Figura 37).

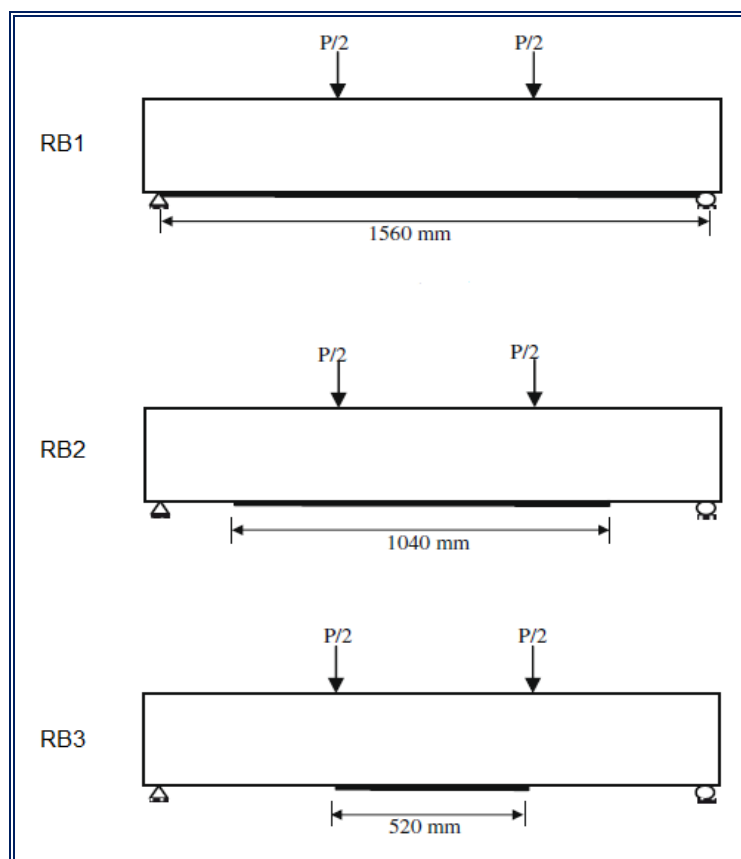


FIGURA 37 - MODELOS DE VIGAS REFORÇADAS ENSAIADAS POR OBAIDAT (2007).
(OBAIDAT, 2007)

Os resultados dos ensaios demonstraram que as vigas com o reforço de PRFC aderido ao longo de toda a superfície inferior (modelos denominados RB1) obtiveram um melhor desempenho estrutural quanto ao máximo carregamento suportado e menores deflexões para os mesmos carregamentos (Figura 38).

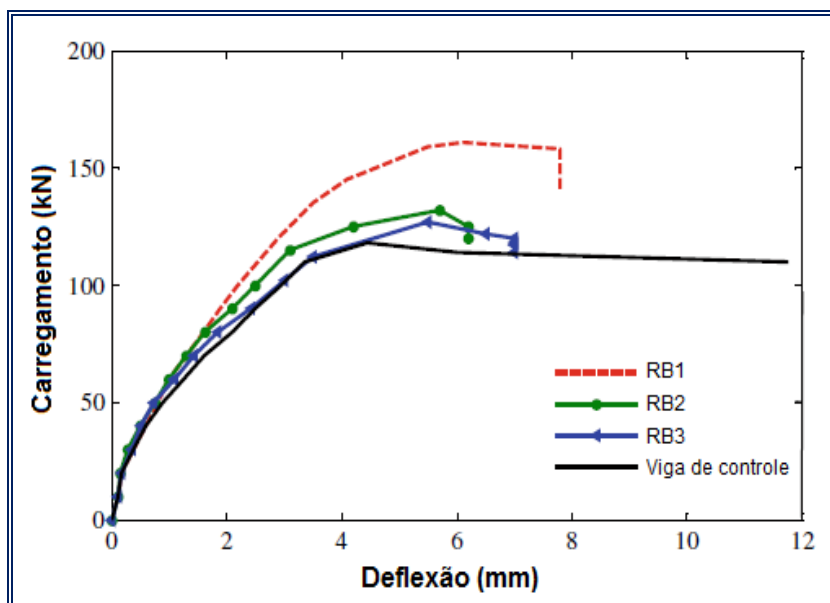


FIGURA 38 - CARREGAMENTO X DEFLEXÃO DE OBAIDAT (2007).
(ADAPTADA DE OBAIDAT, 2007)

Quanto aos tipos de falhas observados por Obaidat (2007), as vigas sem reforço (vigas de controle) apresentaram comportamento dúctil antes da ruptura (Figura 39), com uma carga de 118,00 kN.



FIGURA 39 - MODO DE RUPTURA DA VIGA SEM REFORÇO DE OBAIDAT (2007).
(OBAIDAT, 2007)

Já, em relação aos elementos reforçados com PRFC, o tipo de falha verificado foi o descolamento do reforço (Figura 40), com cargas de ruptura de 166,00 kN, 142,00 kN e 128,00 kN, para os modelos RB1, RB2 e RB3, respectivamente.



FIGURA 40 - MODO DE RUPTURA DA VIGA COM REFORÇO DE OB Aidat (2007).
(OB Aidat, 2007)

Em relação à análise por elementos finitos, o comportamento constitutivo dos materiais utilizados é importante e é retratado a seguir.

3.5.3.1 Modelo constitutivo do concreto abordado no trabalho de Obaidat *et al.* (2010)

Nesse trabalho o concreto foi modelado com base em um modelo de dano plástico, assim como no estudo de Coronado e Lopez (2006). Nesse modelo, o concreto assume dois principais tipos de falha: esmagamento na solicitação por compressão e aparecimento de fissuras na solicitação por tração.

3.5.3.1.1 Comportamento do concreto solicitado à tração uniaxial abordado por Obaidat *et al.* (2010)

A curva de amolecimento representada no trabalho de Obaidat *et al.* (2010) pode ser vista na Figura 41 e foi adotado um modelo bilinear para representar o comportamento do concreto sob tensão de tração uniaxial.

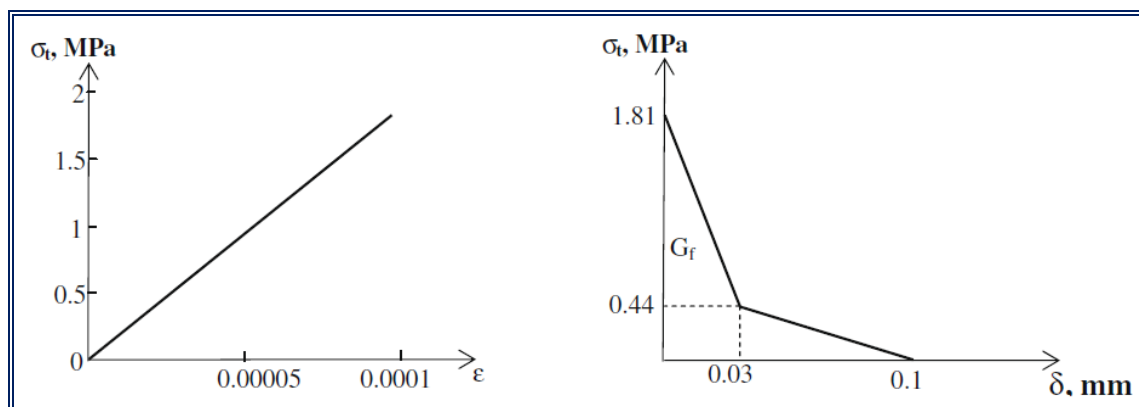


FIGURA 41 - CURVA DE AMOLECIMENTO DO CONCRETO SOB TENSÃO DE TRAÇÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE OBAIDAT *et al.* (2010).

(OBAIDAT *et al.*, 2010)

Os parâmetros envolvidos para a obtenção de tal curva e utilizados na modelagem de Obaidat *et al.* (2010) são o módulo de elasticidade do concreto (E_c) e a tensão de tração em que ocorre o aparecimento de fissuras (f'_t).

Da mesma forma que no trabalho de Coronado e Lopez (2006), o módulo de elasticidade do concreto foi obtido com base no ACI 318 (2008). Assim, tomando como base a resistência característica à compressão do concreto (f'_c) com o valor de 30 MPa, o valor de E_c será dado conforme a Equação 37. Assim:

$$E_c = 4.700 \cdot \sqrt{30}$$

$$E_c = 25.742,96 \text{ MPa}$$

Já, a equação que define o valor de f'_t , com base no ACI 318 (2008), é dada por:

$$f'_t = 0,33 \cdot f'_c \quad \text{EQUAÇÃO 39}$$

Apesar da Equação 39 proposta pela norma para determinar o valor da tensão de tração em que ocorre o aparecimento de fissuras, Obaidat *et al.* (2010) utilizaram $f'_t = 1,81 \text{ MPa}$.

O valor da energia de fratura utilizado no trabalho de Obaidat *et al.* (2010) foi obtido pela área sob a curva de amolecimento correspondendo ao valor de $G_F = 90,00 \text{ J/m}^2$.

3.5.3.1.2 Comportamento do concreto solicitado à compressão uniaxial abordado por Obaidat *et al.* (2010)

Para expressar o comportamento do concreto sob tensão de compressão uniaxial, foi utilizado um modelo proposto por Hu e Schnobrich (1989), em que a curva tensão- deformação do concreto pode ser expressa por:

$$\sigma_c = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_c}{1 + (R + R_E - 2) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_*}\right) - (2 \cdot R - 1) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_*}\right)^2 + R \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_*}\right)^3} \quad \text{EQUAÇÃO 40}$$

Em que,

R - coeficiente calculado através de:

$$R = \frac{R_E \cdot (R_\sigma - 1)}{(R_E - 1)^2} - \frac{1}{R_\varepsilon} \quad \text{EQUAÇÃO 41}$$

R_E - razão entre módulos de elasticidade - calculada por:

$$R_E = \frac{E_0}{E_c} \quad \text{EQUAÇÃO 42}$$

Onde,

E_0 - módulo de elasticidade inicial do concreto;

E_c - módulo de elasticidade secante do concreto, dado por:

$$E_c = \frac{f'_c}{\varepsilon_*} \quad \text{EQUAÇÃO 43}$$

R_σ - razão entre tensões - calculada através de:

$$R_\sigma = \frac{f'_c}{\sigma_f} \quad \text{EQUAÇÃO 44}$$

Onde,

σ_f - tensão de compressão correspondente à máxima deformação na curva tensão-deformação;

R_ϵ - razão entre deformações - calculada por:

$$R_\epsilon = \frac{\epsilon_f}{\epsilon_*} \quad \text{EQUAÇÃO 45}$$

Onde,

ϵ_f - máxima deformação;

ϵ_* - deformação correspondente à tensão f'_c da curva tensão-deformação do concreto.

A partir desses parâmetros pode ser definida uma curva tensão-deformação para o comportamento do concreto à compressão (Figura 42), segundo o modelo proposto por Hu e Schnobrich (1989).

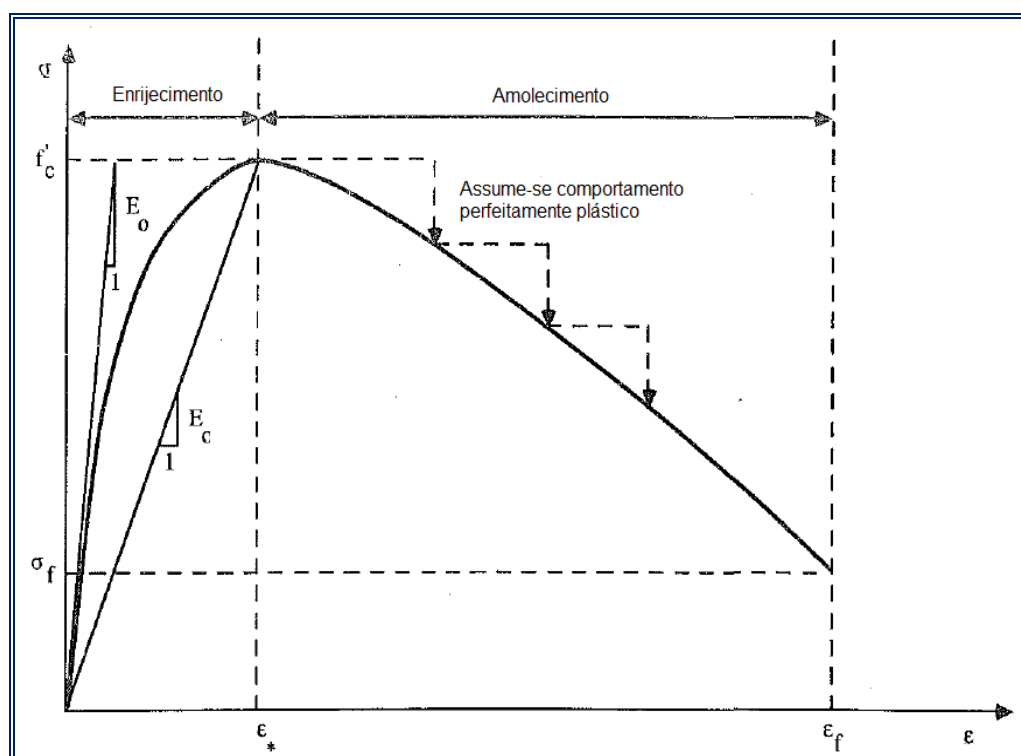


FIGURA 42 - CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PROPOSTA POR HU E SCHNOBRICH (1989).

(ADAPTADA DE HU E SCHNOBRICH, 1989)

O valor da deformação ε_0 e das razões R_ε e R_σ foram assumidas com os valores de 0,0025 mm/mm, 4 e 4, respectivamente, conforme Hu e Schnobrich (1989).

Assim, a configuração da curva para representar o comportamento do concreto sob tensão de compressão uniaxial utilizada por Obaidat *et al.* (2010) pode ser vista na Figura 43.

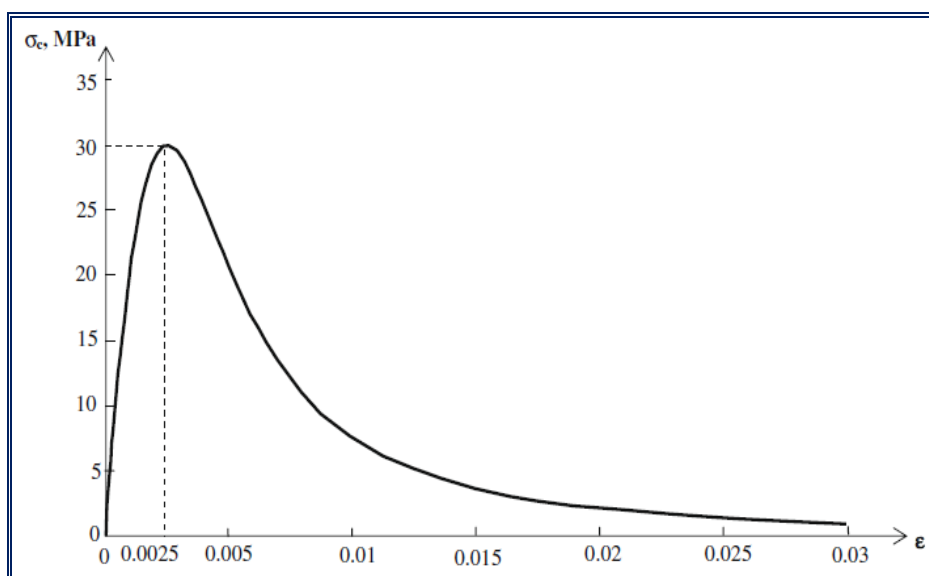


FIGURA 43 - MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO SOB TENSÃO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL DA MODELAGEM DE OBAIDAT *et al.* (2010).

(OBAIDAT *et al.*, 2010)

3.5.3.2 Modelo constitutivo da armadura abordado no trabalho de Obaidat *et al.* (2010)

Obaidat *et al.* (2010) também adotaram um modelo elasto-plástico para representar o comportamento da armadura, conforme pode ser visto na Figura 44.

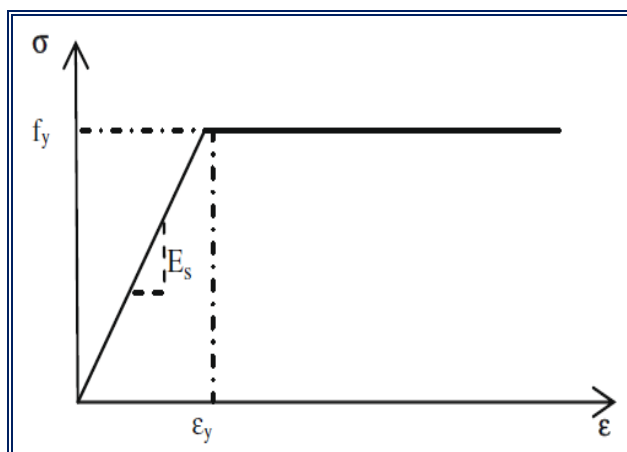


FIGURA 44 - MODELO CONSTITUTIVO DA ARMADURA DA MODELAGEM DE OBAIDAT *et al.* (2010).
(OBAIDAT *et al.*, 2010)

Dessa forma, três parâmetros do material devem ser especificados. Obaidat *et al.* (2010) utilizaram os valores de 209,00 GPa, 0,30 e 507,00 MPa para o módulo de elasticidade do aço (E_s), coeficiente de Poisson do aço (ν_s) e tensão de escoamento do aço (f_y), respectivamente, obtidos dos ensaios físicos realizados.

3.5.3.3 Aspectos da modelagem numérica de Obaidat *et al.* (2010)

Para o modelo numérico foi utilizado o *software* de elementos finitos *ABAQUS*. Foram feitas análises considerando o compósito de duas maneiras diferentes. No primeiro modelo, o compósito foi tratado como um material elástico linear, ou seja, em que há uma relação direta entre as tensões e as deformações dada pelo módulo de elasticidade, e isotrópico, em que as propriedades do material são as mesmas em qualquer direção. Já, o segundo modelo retratou o PRFC como um material elástico linear também, porém com propriedades que variam de maneira ortotrópica, ou seja, as propriedades são únicas e independentes entre os eixos ortogonais (longitudinal e transversal), apresentando um caso de anisotropia.

No caso do modelo ortotrópico as propriedades foram determinadas com base em Piggott (2002). Nesse caso, a fibra e a matriz são consideradas como volumes independentes e que podem ser tratados de forma separada (Figura 45). A partir

dessa consideração, as equações da resistência dos materiais, principalmente a lei de Hooke, são aplicadas e assim é possível determinar as propriedades nas direções longitudinais e transversais de uma forma aproximada. Considerando a compatibilidade de deformações, ou seja, a deformação apresentada pelas fibras e pela matriz é a mesma visto a completa adesão entre esses materiais, as propriedades como módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, entre outras, podem ser encontradas.

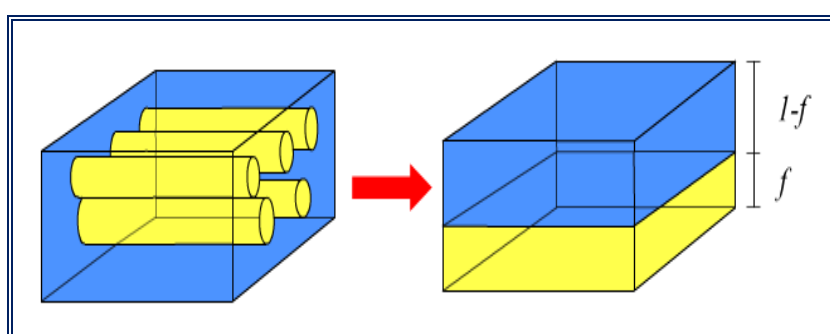


FIGURA 45 - ESQUEMA PARA CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DO COMPÓSITO ORTOTRÓPICO.
(KOLLAR E SPRINGER, 2003)

Porém, como a direção das fibras é o principal eixo de solicitação para o caso de compósitos unidirecionais, a propriedade do módulo de elasticidade dessa direção se torna mais importante. Isso torna o modelo isotrópico aceitável para ser utilizado na representação do comportamento do PRFC (OBADAT *et al.*, 2010). O gráfico carregamento x deflexão da Figura 46 demonstra a similaridade entre os resultados encontrados para os ensaios físicos realizados com a viga RB1 (reforço em toda a superfície inferior da viga) e com os resultados da modelagem considerando os modelos isotrópicos e ortotrópicos para o PRFC.

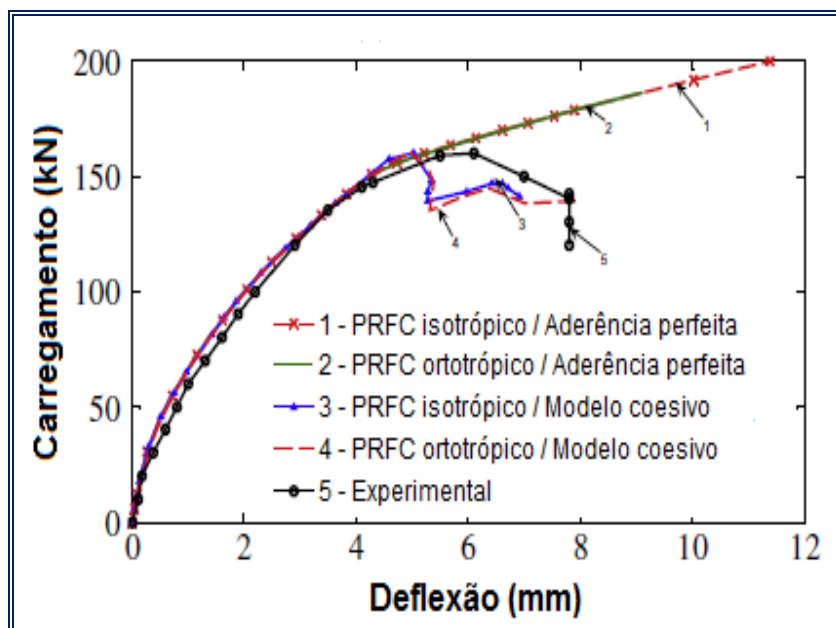


FIGURA 46 - CARREGAMENTO X DEFLEXÃO PARA PRFC ISOTRÓPICO E ORTOTRÓPICO DE OBAIDAT *et al.* (2010).
(ADAPTADA DE OBAIDAT *et al.*, 2010)

Em relação ao elemento de interface, Obaidat *et al.* (2010) utilizaram dois modelos para averiguar os resultados obtidos com as duas considerações. No primeiro modelo a interface foi idealizada considerando sua perfeita adesão ao substrato de concreto; já, no segundo modelo, adotou-se o modelo de interface coesiva. Wang (2006) e Hadjazi *et al.* (2012) também aplicaram o conceito de interface coesiva para modelar seus estudos experimentais com elementos reforçados com materiais compósitos.

O comportamento da interface coesiva pode ser representado pelo gráfico da Figura 47. A interface apresenta uma rigidez inicial representada por K_0 e a área do gráfico representa a energia de fratura, ou seja, a energia necessária para ocorrer a primeira falha nessa interface, sendo os parâmetros do gráfico: o esforço de cisalhamento desenvolvido na interface - τ e a primeira abertura da fissura - δ_0 (GUO *et al.*, 2005).

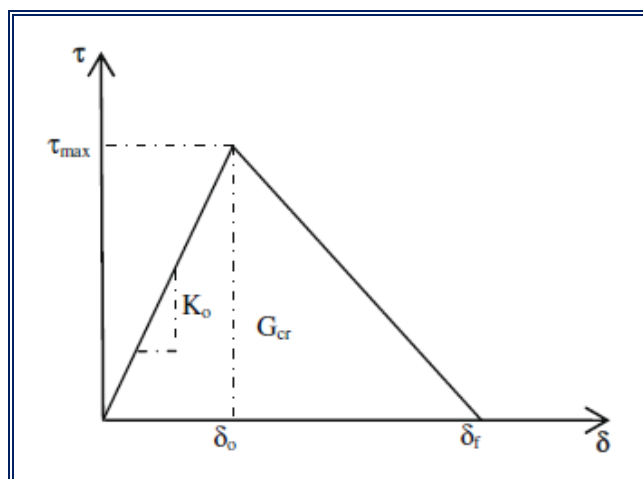


FIGURA 47 - LEI CONSTITUTIVA BILINEAR DA INTERFACE COESIVA.

(GUO *et al.*, 2005)

A rigidez inicial da interface K_0 é um parâmetro que depende da espessura e do módulo de cisalhamento (parâmetro relacionado com o módulo de elasticidade e com o coeficiente de Poisson) do concreto e da resina (GUO *et al.*, 2005).

Em relação à tensão de cisalhamento, a Equação 46 proposta por Lu *et al.* (2005) considera um limite para a tensão de cisalhamento a ser desenvolvida - $\tau_{m\acute{a}x}$:

$$\tau_{m\acute{a}x} = 1,5 \cdot \beta_w \cdot f_t \quad \text{EQUAÇÃO 46}$$

Em que,

β_w - coeficiente que depende da largura do reforço de PRFC (b_f) e da largura do elemento de concreto (b_c), dado por:

$$\beta_w = \sqrt{\left(2,25 - \frac{b_f}{b_c}\right) / \left(1,25 + \frac{b_f}{b_c}\right)} \quad \text{EQUAÇÃO 47}$$

f_t - resistência à tração do concreto.

Nesse estudo a tensão máxima de cisalhamento calculada resultou em 3,00 MPa. Porém, Obaidat *et al.* (2010) reduziram essa tensão máxima para 1,50 MPa de maneira a induzir a falha do modelo na região da interface, ou seja, para que a falha fosse desencadeada pelo descolamento do PRFC, assim como nos ensaios experimentais, e não pelo esmagamento do concreto ou ruptura do PRFC.

Alguns valores de energia de fratura propostos por pesquisas anteriores (JCI, 1998, 2003) estão contidas em um intervalo que varia de 300 J/m² a 1.500 J/m². Nesse trabalho foram adotados os valores de 500 J/m² e 900 J/m² e se conclui a partir do gráfico da Figura 48 que os dois valores de energia de fratura adotados não apresentam diferença significativa além do modelo de interface coesa representar de maneira satisfatória o ensaio experimental.

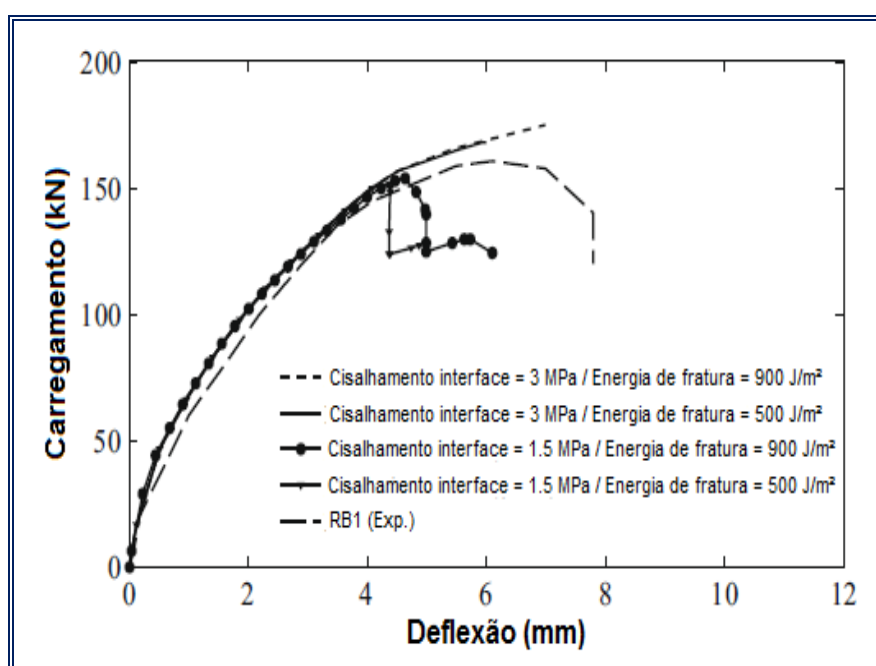


FIGURA 48 - CARREGAMENTO X DEFLEXÃO PARA INTERFACES COESIVAS DE OBAIDAT *et al.* (2010).

(ADAPTADA DE OBAIDAT *et al.*, 2010)

Após todas as considerações feitas a respeito das propriedades dos materiais, Obaidat *et al.* (2010) propuseram elementos finitos para os elementos constituintes de uma viga de concreto armado reforçada com PRFC. Para o concreto, para o aço e o reforço de compósito foram utilizados elementos tetraédricos lineares com quatro nós (Figura 49). Para a interface foi utilizado um elemento coesivo 3D com oito nós como mostra a Figura 50.

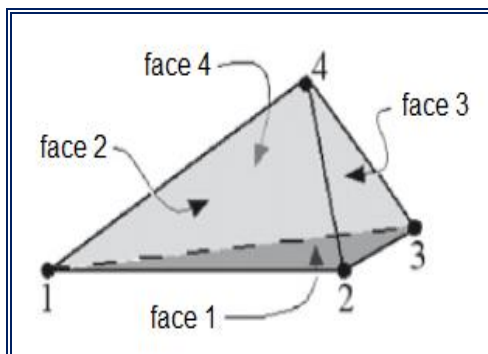


FIGURA 49 - ELEMENTO TETRAÉDRICO UTILIZADO PARA DISCRETIZAR O AÇO E O PRFC POR OBAIDAT *et al.* (2010).
(ADAPTADA DE OBAIDAT *et al.*, 2010)

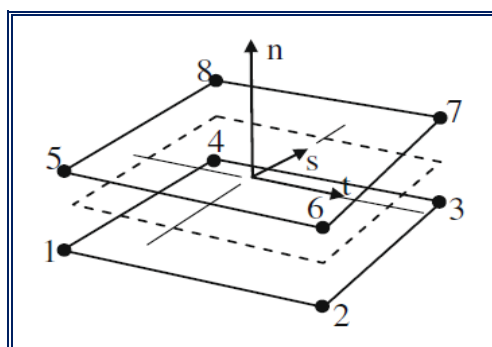


FIGURA 50 - ELEMENTO 3D PARA DISCRETIZAR A INTERFACE COESIVA POR OBAIDAT *et al.* (2010).
(OBAIDAT *et al.*, 2010)

Visto que uma modelagem com elementos sólidos (3D) requer maior esforço computacional, Obaidat *et al.* (2010) modelaram um quarto da viga apenas pois havia simetria de carregamento e geometria (Figura 51).

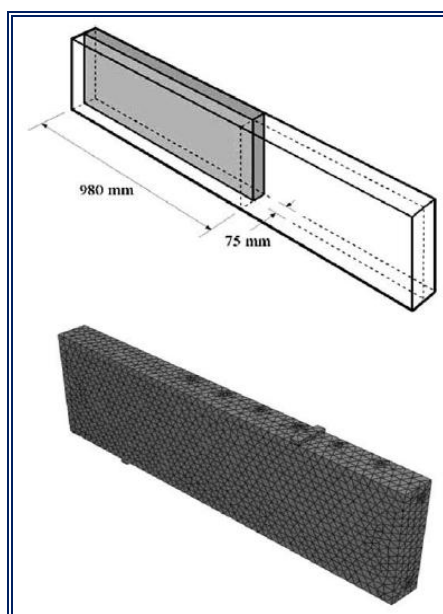


FIGURA 51 - REPRESENTAÇÃO DE UM QUARTO DA VIGA MODELADA POR OBAIDAT *et al.* (2010).
(OBAIDAT *et al.*, 2010)

4 METODOLOGIA

A metodologia aplicada nesse trabalho se resume a estimar, conforme os preceitos da NBR 6118 (2002) e ACI 440.2R (2008), a capacidade resistente à flexão de uma viga biapoiada de concreto armado reforçada com PRFC. No caso, a análise é feita para uma viga testemunho (sem reforço) e para uma viga reforçada com uma camada de reforço.

Visto que esse trabalho não trata de um projeto de reforço, mas sim da análise da capacidade resistente à flexão de uma seção transversal de concreto armado no estado limite último, não são aplicados os coeficientes de segurança recomendados por normas para majoração das cargas e minoração das resistências dos materiais. Isso porque em um ensaio físico os materiais utilizados são solicitados até o limite das suas respectivas capacidades, não levando em conta os coeficientes.

4.1 TRABALHOS ANALISADOS

Para o estudo analítico da capacidade à flexão de uma viga de concreto armado reforçada com PRFC são utilizados alguns parâmetros físicos de um ensaio experimental e computacional já realizados de maneira a comparar os resultados obtidos.

Os dados utilizados são provenientes do trabalho experimental de Beber *et al.* (2001), pois nesse estudo foram realizadas modelagens experimentais com a obtenção da carga de ruptura para cada viga além de uma previsão da mesma com um estudo analítico.

Além desse trabalho, são analisadas as modelagens físicas e numéricas do trabalho de Obaidat (2007) e Obaidat *et al.* (2010).

4.1.1 Configuração da viga de concreto armado de Beber *et al.* (2001)

A seção transversal da viga de concreto armado possui base de 12 cm e altura de 25 cm. O vão entre apoios tem 235 cm. As vigas estudadas são consideradas sem PRFC e com o reforço de uma camada de PRFC (Figura 52 e Figura 53).

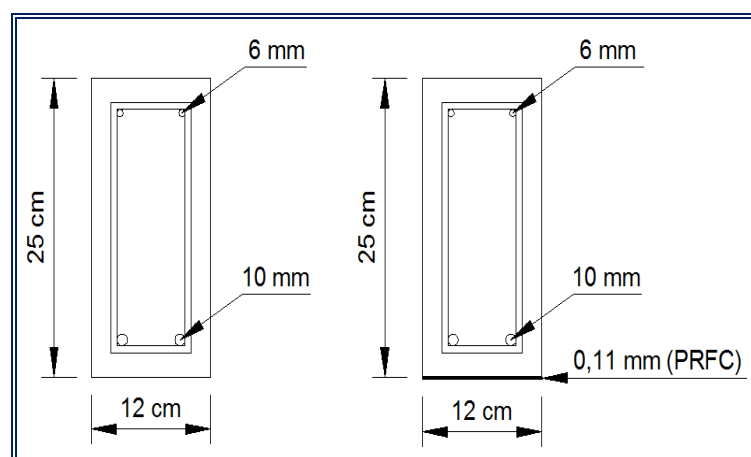


FIGURA 52 - ESQUEMAS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DA VIGA SEM REFORÇO DE PRFC E COM REFORÇO DE PRFC A SEREM ANALISADAS DO ENSAIO DE BEBER *et al.* (2001).

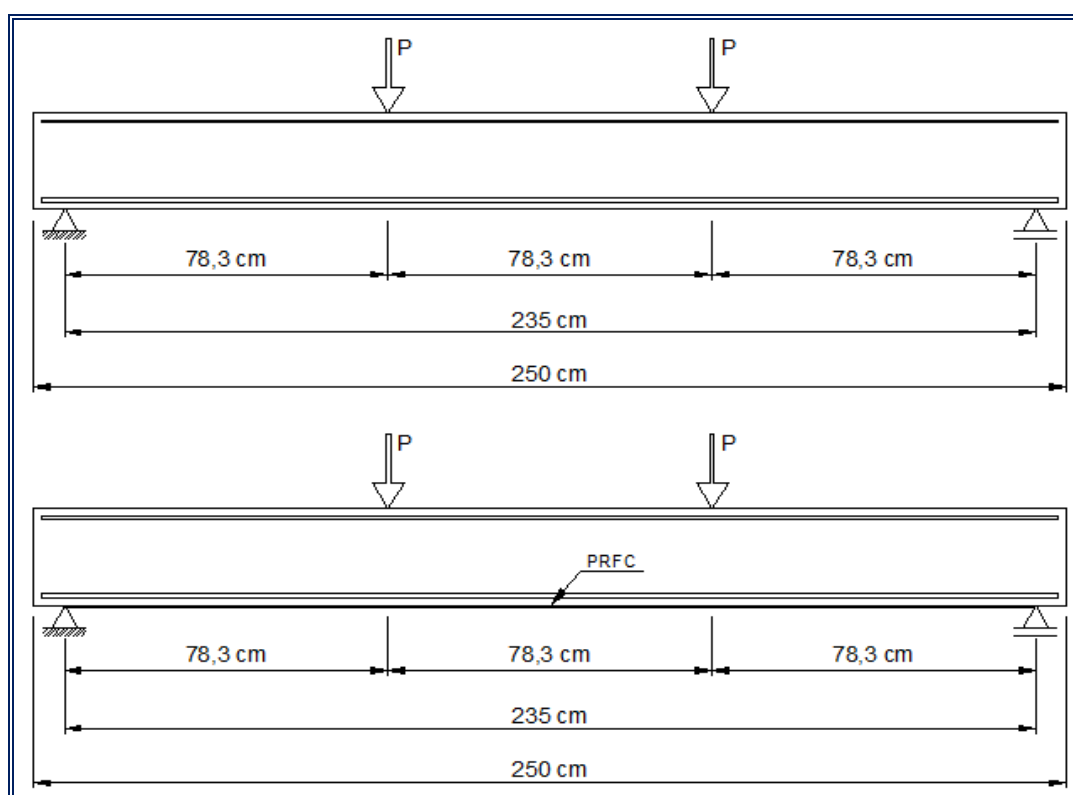


FIGURA 53 - PERFIS LONGITUDINAIS DA VIGA SEM REFORÇO DE PRFC E COM REFORÇO DE PRFC A SEREM ANALISADAS DO ENSAIO DE BEBER *et al.* (2001).

A seção transversal da viga de concreto armado é composta por duas barras de 10 mm na posição da armadura longitudinal inferior e duas barras de 6 mm na posição da armadura longitudinal superior. Na viga de concreto armado reforçada com PRFC, há o acréscimo de 0,11 mm da altura da seção devido ao reforço. Tal espessura foi calculada com base na propriedade da fibra utilizada por Beber *et al.* (2001) que possui área da seção transversal por unidade de largura de 1,11 cm²/m (Tabela 3).

Em relação ao reforço de PRFC, o mesmo é considerado aderido ao longo de toda a base da viga de concreto armado.

4.1.2 Configuração da viga de concreto armado de Obaidat (2007)

A seção transversal da viga de concreto armado possui base de 15 cm e altura de 30 cm. O vão entre apoios tem 156 cm. As vigas estudadas são consideradas sem PRFC e com o reforço de uma camada de PRFC (Figura 54 e Figura 55).

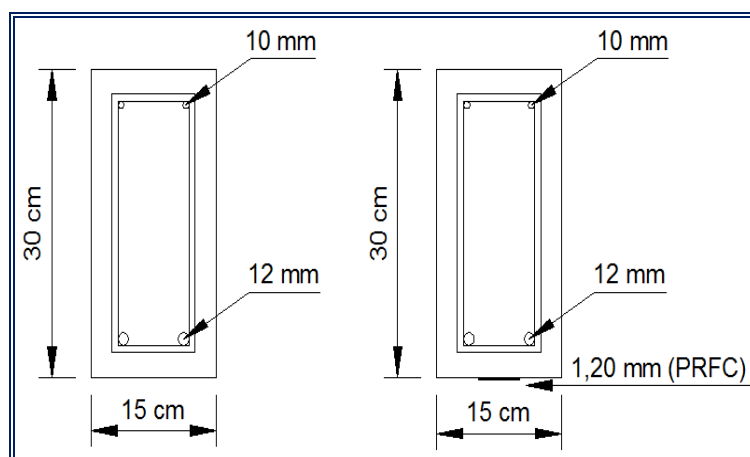


FIGURA 54 - ESQUEMAS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DA VIGA SEM REFORÇO DE PRFC E COM REFORÇO DE PRFC A SEREM ANALISADAS DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).

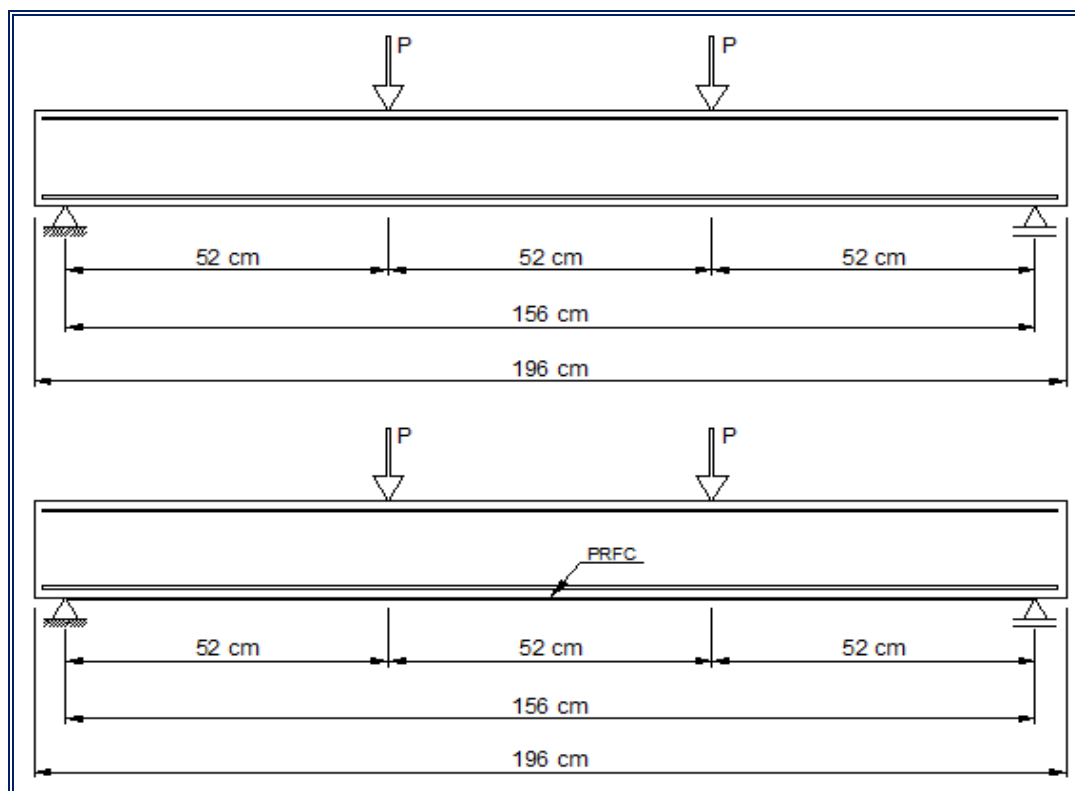


FIGURA 55 - PERFIS LONGITUDINAIS DA VIGA SEM REFORÇO DE PRFC E COM REFORÇO DE PRFC A SEREM ANALISADAS DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).

A seção transversal da viga de concreto armado é composta por duas barras de 12 mm na posição da armadura longitudinal inferior e duas barras de 10 mm na posição da armadura longitudinal superior. Na viga de concreto armado reforçada com PRFC, há o acréscimo de 1,20 mm da altura da seção devido ao reforço. Foram ensaiados três tipos diferentes de comprimento de reforço, como o reforço aplicado a dois terços do comprimento da viga (Figura 56).



FIGURA 56 - REFORÇO DE PRFC ADERIDO EXTERNAMENTE DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).
(OBAIDAT, 2007)

4.2 ANÁLISE DO MOMENTO FLETOR SOLICITANTE MÁXIMO

A carga de ruptura obtida no estudo analítico para comparação com as cargas de ruptura encontradas nos trabalhos analisados é obtida quando:

$$M_s = M_r \quad \text{EQUAÇÃO 48}$$

Em que,

M_s - momento fletor solicitante sendo que, em um ensaio de Stuttgart, tal momento fletor é estabelecido pela carga distribuída devido ao peso próprio do elemento e pelas cargas concentradas;

M_r - momento fletor resistente da seção transversal da viga de concreto armado estabelecido pelas forças resultantes de tração e de compressão dos materiais.

A configuração do carregamento utilizada na maioria dos estudos experimentais e numéricos é baseada no ensaio de Stuttgart.

4.2.1 Ensaio de Stuttgart

Para compreender o funcionamento de uma viga de concreto armado em relação à distribuição de tensões é utilizado, na maioria dos ensaios experimentais, o ensaio de Stuttgart.

Para explicar essa configuração de carregamento deve-se recorrer aos estudos sobre o concreto armado feitos pelos pesquisadores Leonhardt e Walther, na Alemanha, no início do século passado. Tais pesquisadores realizaram estudos com vigas de concreto armado biapoiadas, com duas cargas concentradas de mesmo valor, dispostas de maneira equidistante dos apoios (Figura 57). Essa configuração de carregamento permite criar um trecho solicitado por flexão pura (sem cisalhamento), como é o caso do trecho BC, assim como estabelece trechos solicitados à flexão simples (AB e CD).

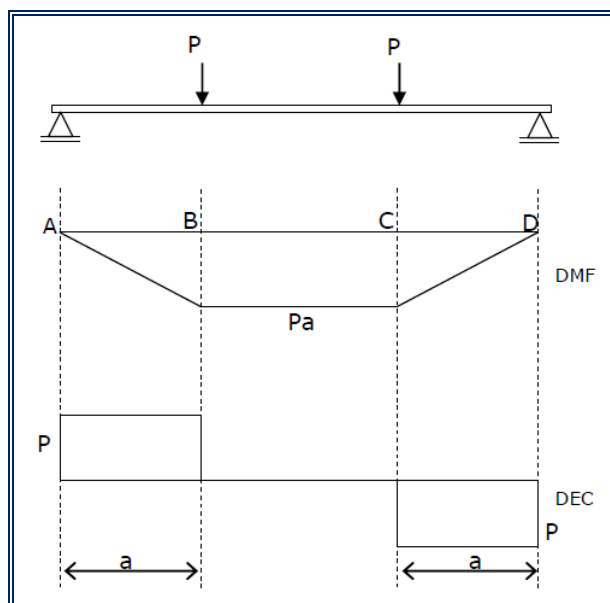


FIGURA 57 - CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO DE STUTTGART.

(CHAER, 2013)

Esse arranjo contribuiu para comprovar as teorias de Morsch (Teoria Clássica de Morsch) que serviram como fundamento para o desenvolvimento dos projetos de estruturas de concreto armado atuais.

A relevância do ensaio de Stuttgart está na forma como ocorre a distribuição das tensões a partir da aplicação progressiva do carregamento concentrado até atingir a carga de ruptura da viga. Em um primeiro momento, em que as primeiras fissuras ainda não aparecem, os pontos da peça estão sob estado plano de tensões (Figura 58).

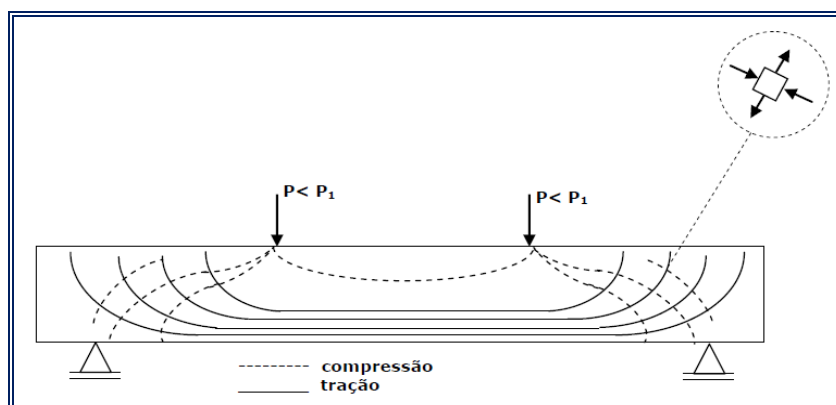


FIGURA 58 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DO ENSAIO DE STUTTGART.

(CHAER, 2013)

A partir dessa distribuição de tensões foram desenvolvidas as técnicas para a composição das armaduras transversais e longitudinais em uma viga de concreto armado.

4.2.2 Momento fletor solicitante

Com base na configuração do ensaio de Stuttgart (Figura 59), acrescido do carregamento uniformemente distribuído devido ao peso próprio da viga de concreto armado, pode-se chegar ao valor do momento fletor solicitante em função da carga P . Visto que as vigas dos ensaios possuem balanços que não apresentam comprimento significativo, os mesmos são desprezados.

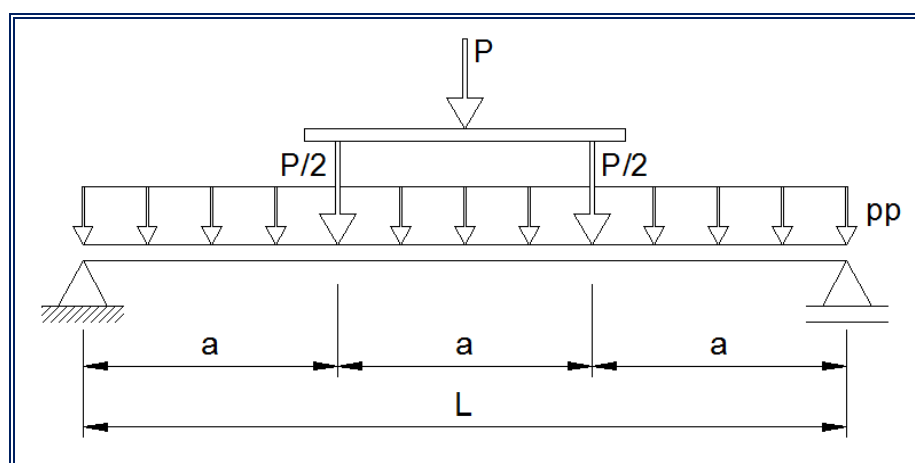


FIGURA 59 - CONFIGURAÇÃO DO CARREGAMENTO PARA DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR SOLICITANTE.

O momento fletor solicitante máximo ocorre na metade do vão e é dado por:

$$M_s = \left(\frac{pp \cdot L}{2} + \frac{P}{2} \right) \cdot \frac{L}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{a}{2} - pp \cdot \left(a + \frac{a}{2} \right) \cdot \frac{\left(a + \frac{a}{2} \right)}{2} \quad \text{EQUAÇÃO 49}$$

Em que,

pp - carga distribuída devido ao peso próprio da viga dada por:

$$pp = \gamma_c \cdot b \cdot h \quad \text{EQUAÇÃO 50}$$

Onde,

γ_c - peso específico admitido para o concreto armado igual a 25 kN/m³,

conforme recomendações da NBR 6120 (1980);

L - vão da viga de concreto armado;

a - um terço do vão L.

Portanto:

$$M_s = \frac{P \cdot L}{4} + \frac{pp \cdot L^2}{4} - \frac{P \cdot a}{4} - \frac{9 \cdot pp \cdot a^2}{8}$$

Substituindo na expressão $a = \frac{L}{3}$:

$$M_s = \frac{P \cdot L}{6} + \frac{pp \cdot L^2}{8}$$

Como $M_s = M_r$, a carga de ruptura é dada por:

$$P_{rup} = \frac{6}{L} \cdot \left(M_r - \frac{pp \cdot L^2}{8} \right) \quad \text{EQUAÇÃO 51}$$

4.3 FLUXOGRAMAS PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA

De maneira a entender melhor a metodologia aplicada para a determinação da carga de ruptura à flexão de vigas biapoiadas de concreto armado, os fluxogramas da Figura 60 e da Figura 61, representam, respectivamente, o procedimento a ser seguido para uma viga sem reforço e para uma viga com reforço.

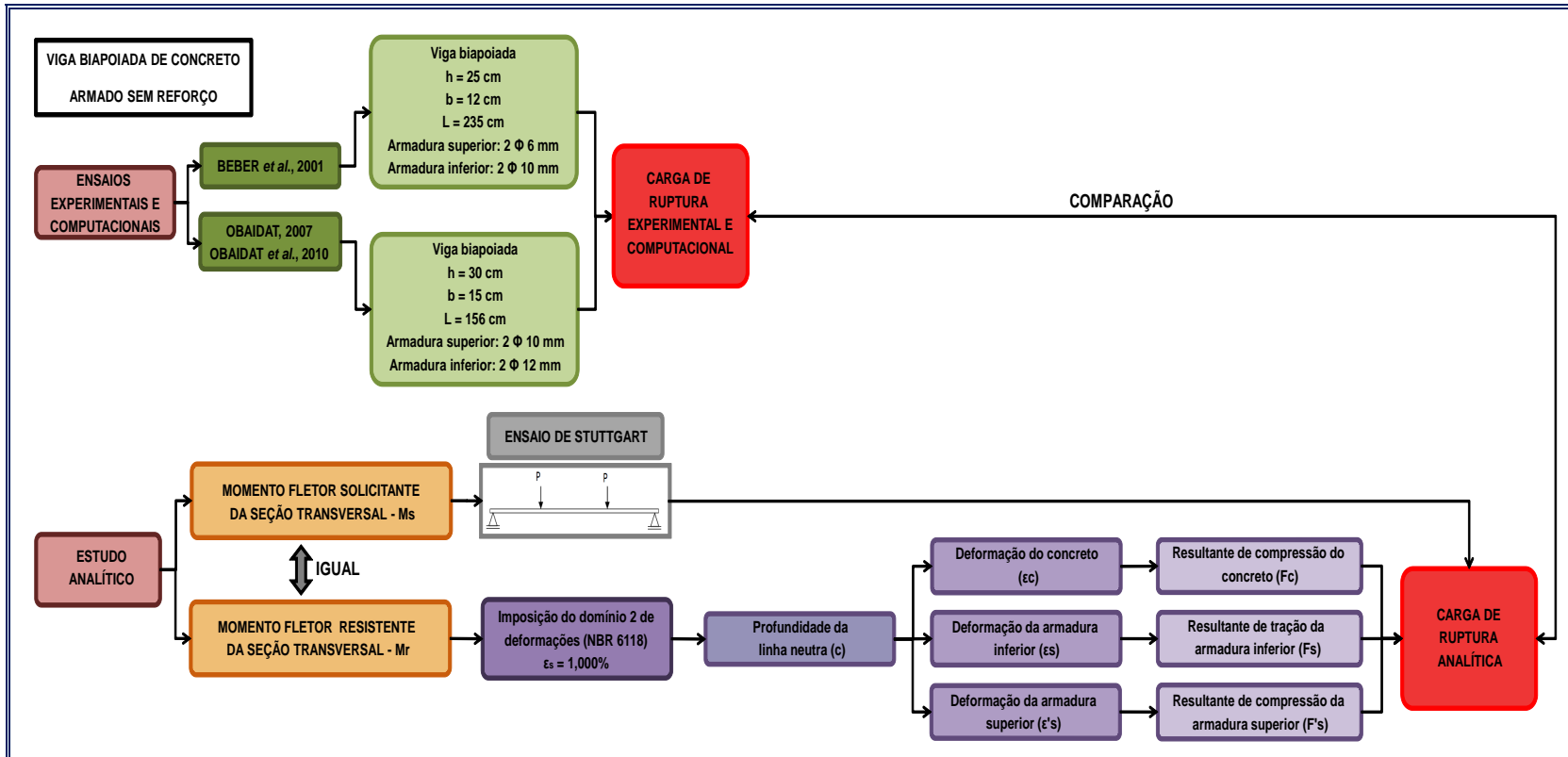


FIGURA 60 - FLUXOGRAMA PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL SEM REFORÇO.

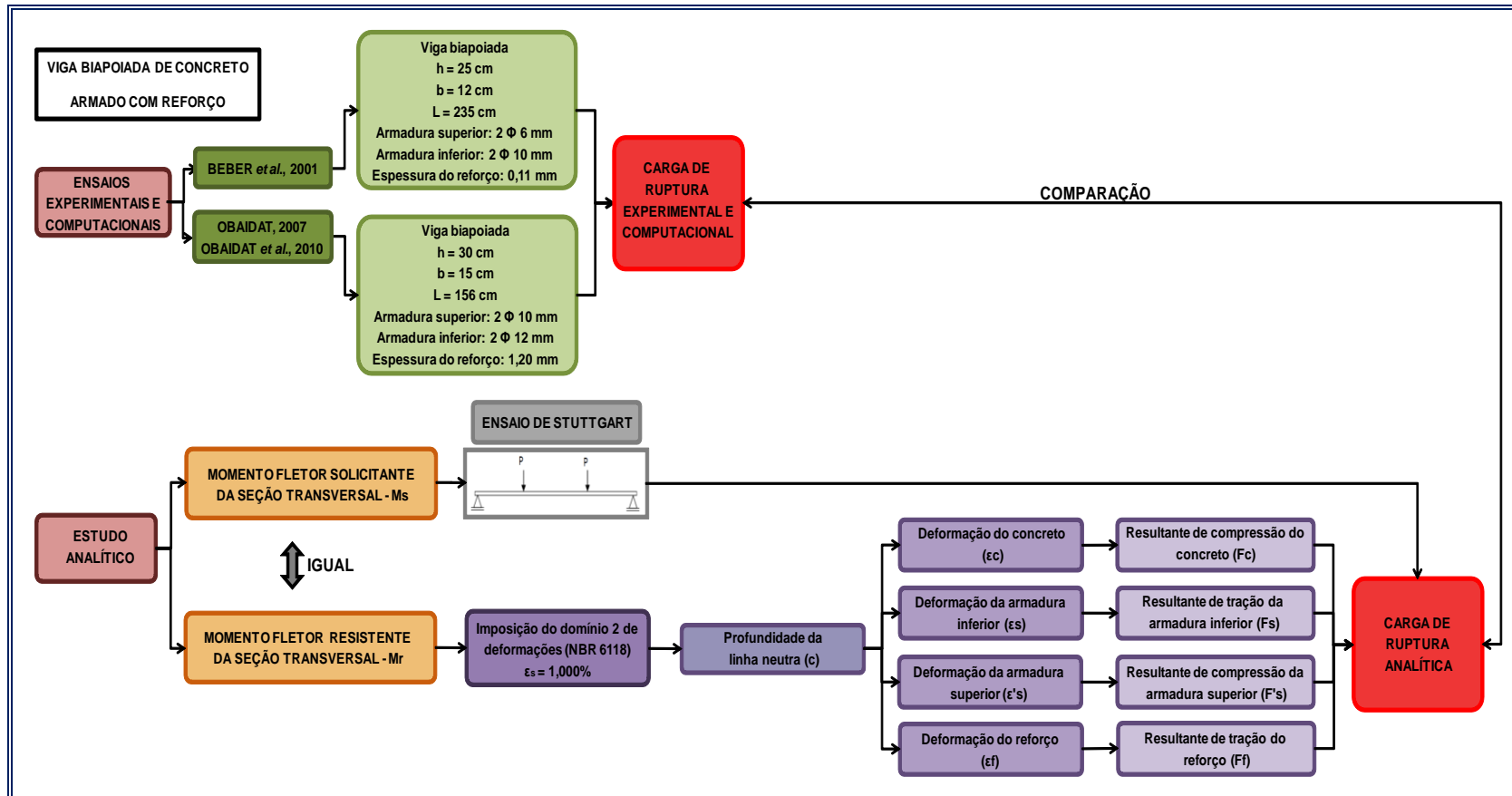


FIGURA 61 - FLUXOGRAMA PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL COM REFORÇO.

5 APLICAÇÕES DO MÉTODO ANALÍTICO EM ENSAIOS DA LITERATURA

5.1 AVALIAÇÃO DAS CARGAS DE RUPTURA OBTIDAS NOS ENSAIOS FÍSICOS DE BEBER *et al.*(2001)

Para essa avaliação são considerados os ensaios realizados com as vigas sem reforço e com as vigas reforçadas com uma camada de PRFC. Dessa forma, é possível comparar os resultados das cargas de ruptura obtidos tanto pelo ensaio físico como através da análise teórica.

5.1.1 Cálculos preliminares

5.1.1.1 Propriedades do concreto

- Resistência característica à compressão do concreto (f'_c), conforme Tabela 3:

$$f'_c = 33,60 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 3,36 \text{ kN/cm}^2$$

- Fator de correção do diagrama de distribuição de tensões de compressão do concreto (β_1), conforme Equação 6:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(33,60 - 30,00)}{7,00}$$

$$\beta_1 = 0,83$$

- Módulo de elasticidade do concreto, dado pela Equação 37:

$$E_c = 4.700,00 \cdot \sqrt{33,60}$$

$$E_c = 27.243,80 \text{ MPa}$$

5.1.1.2 Propriedades do aço tracionado

- Área da seção transversal (A_s):

$$A_s = 2 \Phi 10 \text{ mm} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Módulo de elasticidade (E_s), conforme Tabela 3:

$$E_s = 210,00 \text{ GPa}$$

$$E_s = 21.000,00 \text{ kN/cm}^2$$

- Tensão de escoamento (f_{yk}), conforme Tabela 3:

$$f_{yk} = 565,00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 56,50 \text{ kN/cm}^2$$

5.1.1.3 Propriedades do aço comprimido

- Área da seção transversal (A'_s):

$$A'_s = 2 \Phi 6 \text{ mm} = 0,57 \text{ cm}^2$$

- Módulo de elasticidade (E_s), conforme Tabela 3:

$$E_s = 210,00 \text{ GPa}$$

$$E_s = 21.000,00 \text{ kN/cm}^2$$

- Tensão de escoamento (f'_{yk}), conforme Tabela 3:

$$f'_{yk} = 738,00 \text{ MPa}$$

$$f'_{yk} = 73,80 \text{ kN/cm}^2$$

5.1.1.4 Propriedades do reforço de PRFC

- Área da seção transversal (A_f):

Beber *et al.* (2001) disponibilizaram o valor da seção transversal por unidade de largura do reforço (1,11 cm²/m). Visto que a largura do reforço, nesse caso, é igual ao valor da dimensão da base da viga, então w_f é igual a 12,00 cm. Portanto, conforme a Equação 1:

$$A_f = 1 \cdot 0,011 \cdot 12,00$$

$$A_f = 0,13 \text{ cm}^2$$

- Deformação e tensão de ruptura (ϵ_{fu} e f_{fu}):

O valor da deformação e da tensão de ruptura últimas do compósito fornecidas pelo fabricante e situadas na Tabela 3 é de 1,480% (0,01480 mm/mm) e 3.400 MPa, respectivamente.

5.1.2 Determinação da deformação inicial (ϵ_{bi}) correspondente ao peso próprio da viga

O peso próprio linear admitido para o cálculo do momento fletor atuante é obtido a partir da Equação 50. Logo:

$$g_k = 25,00 \cdot 0,12 \cdot 0,25$$

$$g_k = 0,75 \text{ kN/m}$$

O esquema de cálculo para determinação do momento fletor solicitante está representado na Figura 62:

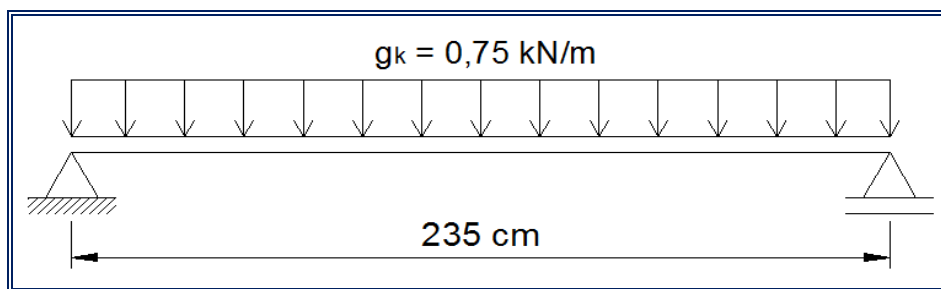


FIGURA 62 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO PARA A DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO ENSAIO DE BEBER *et al.* (2001).

Apesar da viga possuir dois balanços, eles não comprometem o valor do momento fletor solicitante se esse for calculado como se fosse uma viga biapoiada sem balanços. Isso porque o pequeno balanço se deve à largura do apoio. Logo, o momento fletor solicitante máximo, obtido no meio do vão, devido apenas ao peso próprio, será dado por:

$$M_s = \frac{g_k \cdot L^2}{8} \quad \text{EQUAÇÃO 52}$$

Então:

$$M_s = \frac{0,75 \cdot 2,35^2}{8}$$

$$M_s = 0,52 \text{ kN.m} = 52,00 \text{ kN.cm}$$

Visto que as armaduras de compressão não influenciam de maneira significativa na posição da linha neutra, as mesmas serão desconsideradas. Assim, a profundidade da linha neutra na situação inicial, por equilíbrio de forças, é dada por:

$$M_s = F_c \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c_i}{2} \right) = \beta_1 \cdot c_i \cdot f'_c \cdot b \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c_i}{2} \right) \quad \text{EQUAÇÃO 53}$$

Como não foi especificado o valor da altura útil da viga (d), tal parâmetro será adotado como 90% da altura da viga, ou seja, igual a 22,50 cm.

Portanto:

$$c_i = \frac{52,00}{0,83 \cdot 3,36 \cdot 12,00 \cdot \left(22,50 - \frac{0,83 \cdot c_i}{2}\right)}$$

$$c_i = \frac{52,00}{33,47 \cdot (22,50 - 0,415 \cdot c_i)}$$

Chega-se a uma equação do 2º grau para determinar a posição da linha neutra inicial (c_i):

$$0,41 \cdot c_i^2 - 22,50 \cdot c_i + 1,85 = 0$$

$$c_i = 0,07 \text{ cm}$$

Para simplificar o diagrama parábola-retângulo:

$$\beta_1 \cdot c_i = 0,83 \cdot 0,07$$

$$\beta_1 \cdot c_i = 0,06 \text{ cm}$$

Portanto, a força admitida para as armaduras de tração será dada por:

$$F_s = \frac{M_s}{z} \quad \text{EQUAÇÃO 54}$$

Em que,

z - distância entre a resultante de compressão do concreto e a resultante de tração na armadura inferior.

Assim:

$$F_s = \frac{52,00}{\left(22,50 - \frac{0,06}{2}\right)}$$

$$F_s = \frac{52,00}{22,47}$$

$$F_s = 2,31 \text{ kN}$$

Logo, a tensão nas armaduras inferiores será dada por:

$$f_s = \frac{F_s}{A_s}$$

EQUAÇÃO 55

Então:

$$f_s = \frac{2,31}{1,57}$$

$$f_s = 1,47 \text{ kN/cm}^2$$

Para esse nível de tensão, a deformação correspondente, obtida através da lei de Hooke, é dada por:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

EQUAÇÃO 56

Em que,

E_s - módulo de elasticidade do aço igual a 21.000,00 kN/cm².

Logo:

$$1,47 = 21.000,00 \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s = 0,00007 \text{ mm/mm} = 0,007\%$$

Conforme a Figura 63, por semelhança de triângulos, é possível se obter a deformação inicial do substrato de concreto (ε_{bi}):

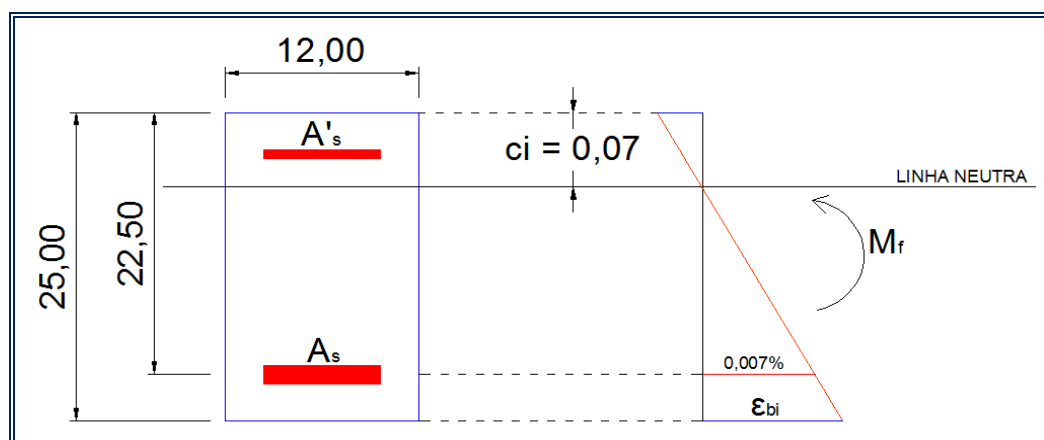


FIGURA 63 - DEFORMAÇÕES PARA A SOLICITAÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO ENSAIO DE BEBER *et al.* (2001).

(MEDIDAS EM CM)

Portanto:

$$\varepsilon_{bi} = \frac{0,007 \cdot (25,00 - 0,07)}{(22,50 - 0,07)}$$

$$\varepsilon_{bi} = 0,00008 \text{ mm/mm} = 0,008\%$$

5.1.3 Cálculo do momento resistente da seção sem reforço

Assumindo primeiramente a condição em que ocorra simultaneamente o esmagamento por compressão do concreto e a deformação plástica do aço (seção normalmente armada):

$$\varepsilon_c = 0,00300 \text{ mm/mm} = 0,300\%$$

$$\varepsilon_s = 0,01000 \text{ mm/mm} = 1,000\%$$

A posição da linha neutra para essa situação é dada por:

$$c = d \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \right) \quad \text{EQUAÇÃO 57}$$

Portanto:

$$c = 22,50 \cdot \left(\frac{0,300\%}{0,300\% + 1,000\%} \right)$$

$$c = 5,19 \text{ cm}$$

Assim, a seção transversal apresentará deformações e resultantes de forças conforme a Figura 64:

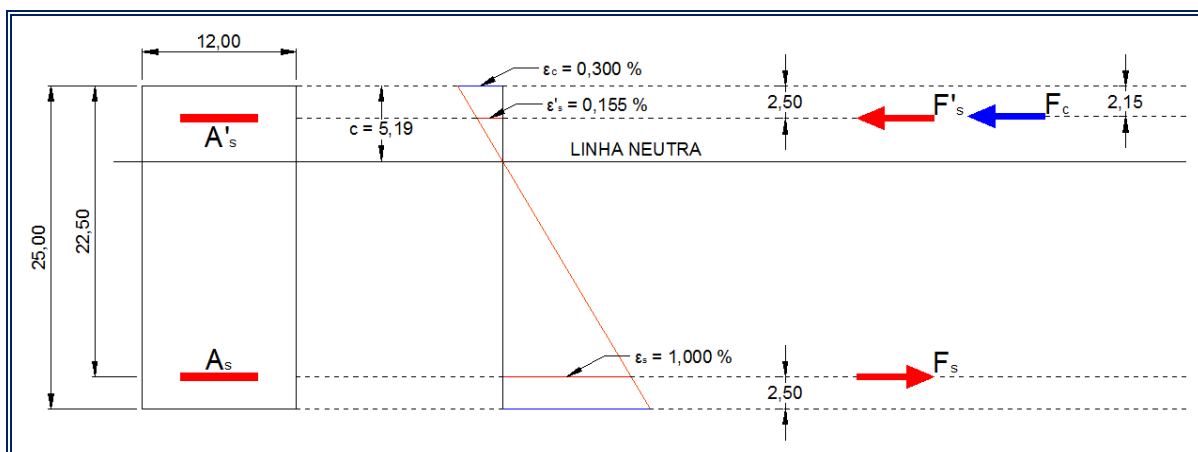


FIGURA 64 - DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES E FORÇAS RESULTANTES DO ENSAIO DE BEBER *et al.* (2001).
(MEDIDAS EM CM)

5.1.3.1 Força resultante de compressão no concreto (F_c)

Como $\varepsilon_c = 0,300\%$, o coeficiente ψ_c é obtido através da Equação 11:

$$\psi_c = \frac{7}{9} \cdot \frac{1}{0,83}$$

$$\psi_c = 0,937$$

Além disso, com esse nível de deformação, apresentado pelo concreto, tomando como base o diagrama tensão-deformação (Figura 19), a tensão do concreto será igual à resistência característica à compressão (f'_c). Portanto, conforme Equação 10:

$$F_c = 0,937 \cdot 3,36 \cdot 0,83 \cdot 5,19 \cdot 12,00$$

$$F_c = 162,74 \text{ kN}$$

5.1.3.2 Força resultante nas armaduras de tração e de compressão (F_s e F'_s)

O valor da deformação no limite da elasticidade ε_{yk} é dado por:

$$f_{yk} = E_s \cdot \varepsilon_{yk} \quad \text{EQUAÇÃO 58}$$

Para o aço tracionado utilizado no trabalho de Beber *et al.* (2001), com tensão de escoamento igual a 565,00 MPa (56,50 kN/cm²), o valor de ε_{yk} é:

$$56,50 = 21.000,00 \cdot \varepsilon_{yk}$$

$$\varepsilon_{yk} = 0,00269 \text{ mm/mm} = 0,269\%$$

Já, em relação ao aço comprimido, com tensão de escoamento igual a 738,00 MPa (73,80 kN/cm²), o valor de ε'_{yk} é:

$$73,80 = 21.000,00 \cdot \varepsilon'_{yk}$$

$$\varepsilon'_{yk} = 0,00351 \text{ mm/mm} = 0,351\%$$

Em se tratando da força resultante na armadura de tração (F_s), observa-se que o nível de deformação em que ela se encontra é de 1,000% correspondendo à tensão de escoamento (f_{yk}). Logo, a força resultante é dada por:

$$F_s = f_{yk} \cdot A_s \quad \text{EQUAÇÃO 59}$$

Portanto:

$$F_s = 56,50 \cdot 1,57$$

$$F_s = 88,71 \text{ kN}$$

Já, em relação à força resultante na armadura de compressão (F'_s), o nível de deformação que ela apresenta (0,155%) é menor que $\varepsilon'_{yk} = 0,351\%$. Logo, a tensão correspondente a essa deformação é dada pela Equação 58:

$$f'_s = 21.000,00 \cdot 0,00155$$

$$f'_s = 32,55 \text{ kN/cm}^2$$

Logo, a força resultante na armadura de compressão (F'_s) é dada por:

$$F'_s = f'_{yk} \cdot A'_s \quad \text{EQUAÇÃO 60}$$

Portanto:

$$F'_s = 32,55 \cdot 0,57$$

$$F'_s = 18,55 \text{ kN}$$

5.1.3.3 Verificação da posição da linha neutra (c)

De acordo com a condição de equilíbrio da Equação 61, pode-se fazer a verificação da posição da linha neutra e compará-la com o resultado arbitrado no início, supondo a viga normalmente armada.

$$F_c + F'_s = F_s \quad \text{EQUAÇÃO 61}$$

Portanto, a profundidade da linha neutra considerando a armadura de compressão será dada por:

$$c = \frac{A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s}{\psi_c \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad \text{EQUAÇÃO 62}$$

Portanto:

$$c = \frac{88,71 - 18,55}{0,937 \cdot 3,36 \cdot 0,83 \cdot 12,00}$$

$$c = 2,24 \text{ cm}$$

Como o valor arbitrado no início $c_i = 5,19 \text{ cm}$ é diferente do valor encontrado $c = 2,24 \text{ cm}$, de maneira a se obter o equilíbrio das forças, deve-se chegar a uma situação, por tentativas, em que a posição da linha neutra arbitrada seja igual ao valor da linha neutra calculada. Após várias tentativas, arbitrando um novo valor para c igual a $3,34 \text{ cm}$, as forças resultantes são:

- Concreto (conforme Equação 10 e Figura 65):

$$F_c = 0,746 \cdot 3,36 \cdot 0,83 \cdot 3,34 \cdot 12,00$$

$$F_c = 83,46 \text{ kN}$$

- Aço tracionado (conforme Equação 59 e Figura 65):

$$F_s = 56,50 \cdot 1,57$$

$$F_s = 88,71 \text{ kN}$$

- Aço comprimido (conforme Equação 60 e Figura 65):

$$F'_s = 21.000,00 \cdot 0,00044 \cdot 0,57$$

$$F'_s = 5,27 \text{ kN}$$

Portanto, a profundidade da linha neutra calculada é, conforme a Equação 62:

$$c = \frac{88,71 - 5,27}{0,746 \cdot 3,36 \cdot 0,83 \cdot 12,00}$$

$$c = 3,34 \text{ cm}$$

Assim, a posição da linha neutra utilizada para o cálculo do momento resistente da seção transversal é igual a $c = 3,34 \text{ cm}$.

5.1.3.4 Momento fletor resistente da seção transversal sem reforço de Beber *et al.* (2001)

O momento fletor resistente da seção transversal sem reforço é dado por:

$$M_r = F_s \cdot (d - d') + F_c \cdot \left(d' - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad \text{EQUAÇÃO 63}$$

Portanto:

$$M_r = 88,71 \cdot (22,50 - 2,50) + 83,46 \cdot \left(2,50 - \frac{0,83 \cdot 3,34}{2} \right)$$

$$M_r = 1.866,96 \text{ kN.cm}$$

5.1.4 Carga de ruptura para o sistema sem reforço de Beber *et al.*(2001)

Considerando a configuração do ensaio de Stuttgart para a determinação do momento fletor solicitante e sabendo-se que o máximo momento fletor resistente da seção transversal é 1.866,96 kN.cm, o valor da carga de ruptura P, conforme Equação 51, é:

$$P_{rup} = \frac{6}{235,00} \cdot \left(1.866,96 - \frac{0,0075 \cdot 235,00^2}{8} \right)$$

$$P_{rup} = 46,35 \text{ kN}$$

Na Figura 65 é apresentado um esquema de cálculo para as iterações até se chegar na posição da linha neutra que permita a determinação do momento fletor máximo resistente da seção transversal sem reforço.

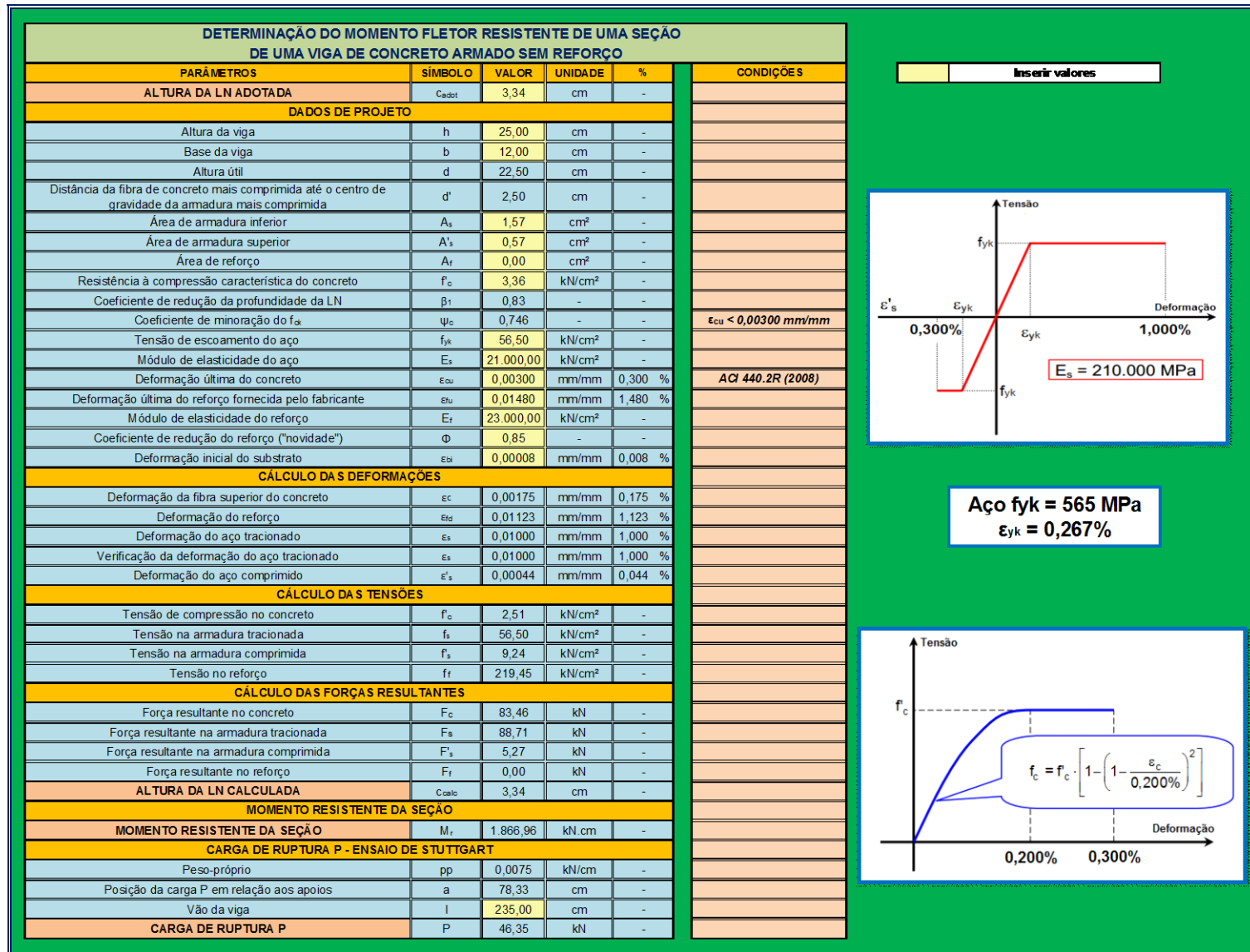


FIGURA 65 - MÉTODO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA E MÁXIMO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL SEM REFORÇO.

5.1.5 Cálculo do momento resistente da seção com uma camada de reforço

O procedimento de cálculo para determinação do momento resistente à flexão da seção transversal com reforço é semelhante ao realizado para uma viga sem reforço. A diferença está associada ao acréscimo da parcela de força resultante referente ao compósito de PRFC. O método iterativo para determinação da posição da linha neutra segue o mesmo procedimento.

Assim, a profundidade encontrada para a linha neutra da seção transversal reforçada, após várias tentativas, é igual a 4,02 cm (Figura 66).

5.1.5.1 Força resultante de compressão no concreto (F_c)

Conforme Equação 10 e Figura 66:

$$F_c = 0,836 \cdot 3,36 \cdot 0,83 \cdot 4,02 \cdot 12,00$$

$$F_c = 112,52 \text{ kN}$$

5.1.5.2 Força resultante nas armaduras de tração e de compressão (F_s e F'_s)

Em relação à força resultante na armadura de tração (F_s), observa-se que o nível de deformação em que ela se encontra é de 1,000% correspondendo à tensão de escoamento (f_{yk}). Logo, a força resultante é, conforme Equação 59:

$$F_s = 56,50 \cdot 1,57$$

$$F_s = 88,71 \text{ kN}$$

Já, em relação à força resultante na armadura de compressão (F'_s), o nível de deformação que ela apresenta (0,082%) é menor que ϵ'_{yk} , Logo, a tensão correspondente a essa deformação é, conforme Equação 58:

$$f'_s = 21.000,00 \cdot 0,00082$$

$$f'_s = 17,30 \text{ kN/cm}^2$$

Logo, a força resultante na armadura de compressão (F'_s) é, conforme Equação 60:

$$F'_s = 17,30 \cdot 0,57$$

$$F'_s = 9,86 \text{ kN}$$

5.1.5.3 Força resultante no reforço de PRFC (F_f)

A força resultante no reforço de PRFC (F_f) é determinada em função do nível de deformação a que o reforço está submetido. Sabe-se que a deformação real do mesmo (ε_{fd}) depende da deformação inicial do substrato (ε_{bi}), já calculada anteriormente.

Assim, a deformação real no reforço é, conforme Equação 22:

$$\varepsilon_{fd} = 0,00218 \cdot \left(\frac{25,00 - 4,02}{4,02} \right) - 0,00008 \leq 0,90 \cdot 0,01480$$

$$\varepsilon_{fd} = 0,01127 \text{ mm/mm} = 1,127\% < \varepsilon_{fu} = 0,01332 \text{ mm/mm} = 1,332\%$$

Portanto, a tensão de tração no reforço é, conforme Equação 2:

$$f_f = 23.000,00 \cdot 0,01127$$

$$f_f = 259,28 \text{ kN/cm}^2$$

Logo, a força resultante é dada por:

$$F_f = f_f \cdot A_f$$

EQUAÇÃO 64

Assim:

$$F_f = 259,28 \cdot 0,13$$

$$F_f = 33,71 \text{ kN}$$

5.1.5.4 Verificação da posição da linha neutra (c)

A nova posição da linha neutra é calculada considerando-se o incremento de força proporcionado pelo reforço. Dessa forma, ela é obtida por:

$$c = \frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_f - A'_s \cdot f'_s}{\psi_c \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad \text{EQUAÇÃO 65}$$

Portanto:

$$c = \frac{88,71 + 33,71 - 9,86}{0,836 \cdot 3,36 \cdot 0,83 \cdot 12,00}$$

$$c = 4,02 \text{ cm}$$

5.1.5.5 Momento fletor resistente da seção transversal com uma camada de reforço de Beber *et al.*(2001)

O momento fletor resistente da seção transversal com reforço é dado por:

$$M_r = F_s \cdot (d - d') + F_c \cdot \left(d' - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + F_f \cdot (h - d') \quad \text{EQUAÇÃO 66}$$

Logo:

$$M_r = 88,71 \cdot (22,50 - 2,50) + 112,52 \cdot \left(2,50 - \frac{0,83 \cdot 4,02}{2} \right) + 33,71 \cdot (25,00 - 2,50)$$

$$M_r = 2.625,96 \text{ kN.cm}$$

5.1.6 Carga de ruptura para o sistema com reforço de Beber *et al.*(2001)

Considerando a configuração do ensaio de Stuttgart para a determinação do momento fletor solicitante e sabendo-se que o máximo momento fletor resistente da seção transversal é 2.625,96 kN.cm, o valor da carga de ruptura P, conforme Equação 51, é:

$$P_{rup} = \frac{6}{235,00} \cdot \left(2.625,96 - \frac{0,0075 \cdot 235,00^2}{8} \right)$$

$$P_{rup} = 65,72 \text{ kN}$$

Na Figura 66 é apresentado um esquema de cálculo para as iterações até se chegar na posição da linha neutra que permita a determinação do momento fletor máximo resistente da seção transversal reforçada.

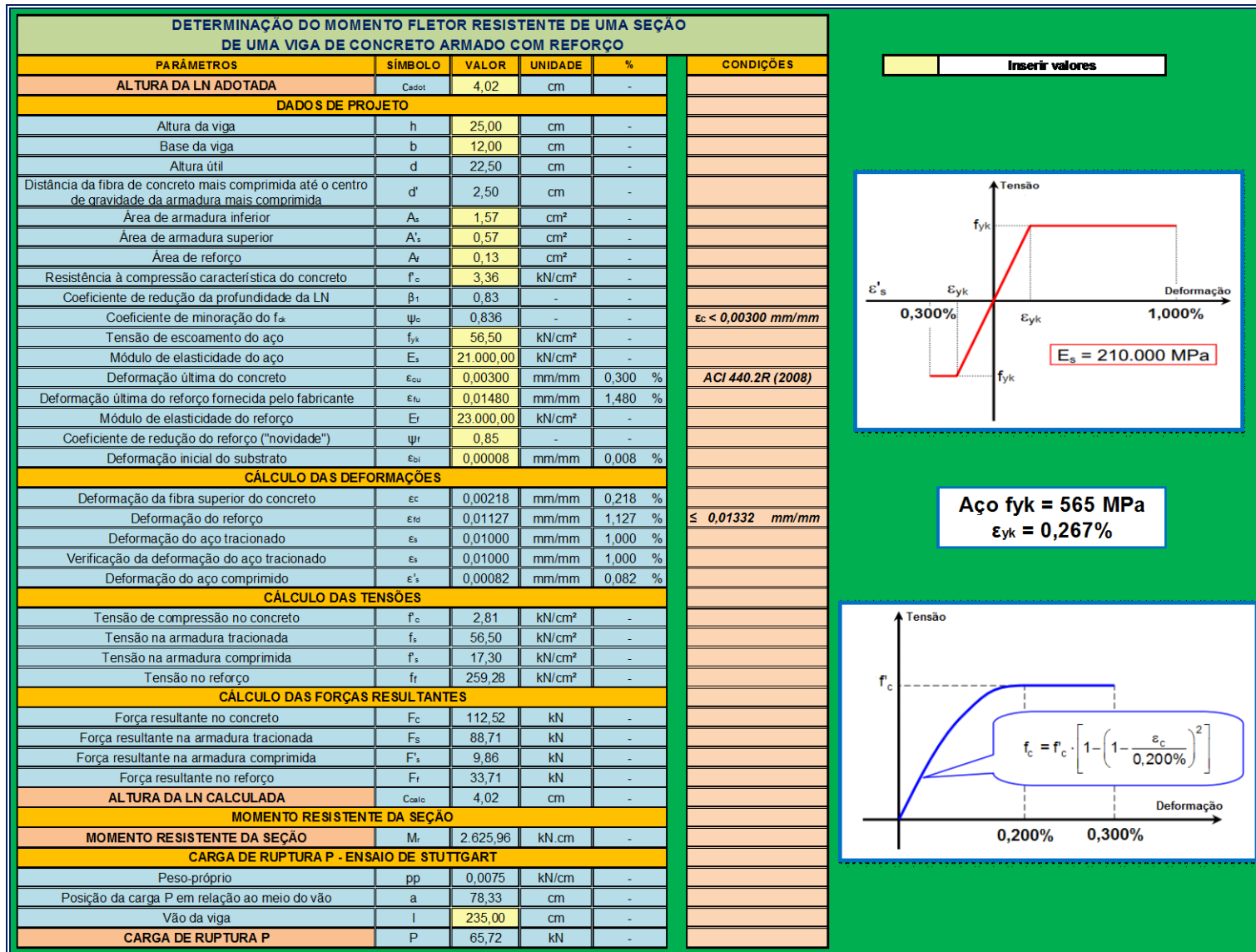


FIGURA 66 - MÉTODO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA E DO MÁXIMO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL COM REFORÇO.

5.1.7 Cálculo da tensão de cisalhamento na interface para uma viga de concreto armado com uma camada de reforço de Beber *et al.* (2001)

Para o cálculo da tensão de cisalhamento é necessário determinar o valor do braço de alavanca (parâmetro z) dado pela Equação 28. Assim:

F_s - força resultante no aço tracionado igual a 88,71 kN (Figura 66);

F_f - força resultante no reforço igual a 33,71 kN (Figura 66).

A resultante de compressão da armadura e do concreto estará situada, a partir da fibra superior da viga, de uma distância x dada por:

$$x = \frac{F_c \cdot \frac{\beta_1 \cdot c}{2} + F'_s \cdot d'}{F_c + F'_s} \quad \text{EQUAÇÃO 67}$$

Portanto:

$$x = \frac{112,52 \cdot \frac{0,83 \cdot 4,02}{2} + 9,86 \cdot 2,50}{112,52 + 9,86}$$

$$x = 1,74 \text{ cm}$$

Assim:

$$z_s = d - x$$

$$z_s = 22,50 - 1,74$$

$$z_s = 20,76 \text{ cm}$$

E:

$$z_f = h + \frac{t_f}{2} - x$$

$$z_f = 25,00 + \frac{0,011}{2} - 1,74$$

$$z_f = 23,27 \text{ cm}$$

Então:

$$z = \frac{88,71 \cdot 20,76 + 33,71 \cdot 23,27}{88,71 + 33,71}$$

$$z = 21,45 \text{ cm}$$

O valor do esforço cortante (Q) máximo para o cálculo da tensão de cisalhamento é igual ao valor da reação de apoio dada por:

$$Q = \frac{P}{2} + \frac{pp \cdot L}{2} \quad \text{EQUAÇÃO 68}$$

Assim:

$$Q = \frac{65,72}{2} + \frac{0,0075 \cdot 235,00}{2}$$

$$Q = 33,74 \text{ kN}$$

Então, a tensão de cisalhamento máxima, considerando o valor de b igual à largura da viga, é dada pela Equação 34:

$$\tau_s = \frac{33,74}{12,00 \cdot 21,45} \cdot \left(\frac{33,71}{88,71 + 33,71} \right)$$

$$\tau_s = 0,036 \text{ kN/cm}^2 = 0,36 \text{ MPa}$$

O valor da máxima tensão tangencial que pode ser desenvolvida na interface, dado pela Equação 46, é:

$$\tau_{\text{máx}} = 1,5 \cdot \frac{\sqrt{\left(2,25 - \frac{12,00}{12,00}\right)}}{\sqrt{\left(1,25 + \frac{12,00}{12,00}\right)}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{33,60}$$

$$\tau_{\text{máx}} = 3,88 \text{ MPa}$$

5.2 AVALIAÇÃO DAS CARGAS DE RUPTURA OBTIDAS NOS ENSAIOS FÍSICOS E COMPUTACIONAIS DE OBAIDAT (2007) E OBAIDAT *et al.* (2010)

Para avaliar a carga de ruptura das vigas utilizadas nos experimentos de Obaidat (2007) e nas modelagens numéricas de Obaidat *et al.* (2010) o procedimento a ser seguido é o mesmo que foi apresentado na avaliação da viga do trabalho de Beber *et al.* (2001).

5.2.1 Cálculos preliminares

5.2.1.1 Propriedades do concreto

- Resistência característica à compressão do concreto (f'_c), conforme Tabela 7:

$$f'_c = 30,00 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 3,00 \text{ kN/cm}^2$$

- Fator de correção do diagrama de distribuição de tensões de compressão do concreto (β_1), conforme Equação 6:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(30,00 - 30,00)}{7,00}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

- Módulo de elasticidade do concreto, dada pela Equação 37:

$$E_c = 27.243,80 \text{ MPa}$$

5.2.1.2 Propriedades do aço tracionado

- Área da seção transversal (A_s):

$$A_s = 2 \Phi 12 \text{ mm} = 2,26 \text{ cm}^2$$

- Módulo de elasticidade (E_s), conforme Tabela 7:

$$E_s = 209,00 \text{ GPa}$$

$$E_s = 20.900,00 \text{ kN/cm}^2$$

- Tensão de escoamento (f_{yk}), conforme Tabela 7:

$$f_{yk} = 507,00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 50,70 \text{ kN/cm}^2$$

5.2.1.3 Propriedades do aço comprimido

- Área da seção transversal (A'_s):

$$A'_s = 2 \Phi 10 \text{ mm} = 1,57 \text{ cm}^2$$

5.2.1.4 Propriedades do reforço de PRFC

- Área da seção transversal (A_f), conforme Equação 1:

$$A_f = 1 \cdot 0,12 \cdot 5,00$$

$$A_f = 0,60 \text{ cm}^2$$

- Deformação e tensão de ruptura (ϵ_{fu} e f_{fu}):

O valor da deformação e da tensão de ruptura últimas do compósito fornecidas pelo fabricante e situadas na Tabela 7 é de 1,600% (0,01600 mm/mm) e 2.640,00 MPa, respectivamente.

5.2.2 Determinação da deformação inicial (ϵ_{bi}) correspondente ao peso próprio da viga

O peso próprio linear admitido para o cálculo do momento fletor atuante é obtido a partir da Equação 50. Logo:

$$g_k = 25,00 \cdot 0,15 \cdot 0,30$$

$$g_k = 1,125 \text{ kN/m}$$

O esquema de cálculo para determinação do momento fletor solicitante está representado na Figura 67:

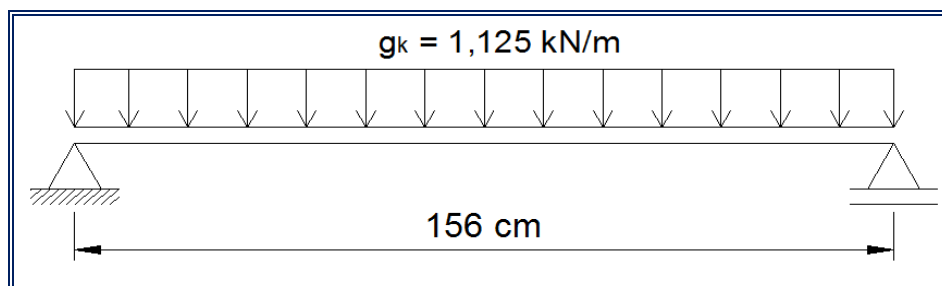


FIGURA 67 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO PARA A DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).

Apesar da viga possuir dois balanços, eles não comprometem o valor do momento fletor solicitante se esse for calculado como se fosse uma viga biapoiada sem balanços. Logo, o momento fletor solicitante devido ao peso próprio é dado pela Equação 52:

$$M_s = \frac{1,125 \cdot 1,56^2}{8}$$

$$M_s = 0,34 \text{ kN.m} = 34,00 \text{ kN.cm}$$

Como não foi especificado o valor da altura útil da viga (d), tal parâmetro é adotado como 90% da altura da viga, ou seja, igual a 27,00 cm. Assim, a posição da linha neutra nessa situação inicial é dada pela Equação 53:

$$c_i = \frac{34,00}{0,85 \cdot 3,00 \cdot 15,00 \cdot \left(27,00 - \frac{0,85 \cdot c_i}{2}\right)}$$

$$c_i = \frac{34,00}{38,25 \cdot (27,00 - 0,425 \cdot c_i)}$$

Chega-se a uma equação do 2º grau para determinar a posição da linha neutra inicial (c_i):

$$0,425 \cdot c_i^2 - 27,00 \cdot c_i + 0,89 = 0$$

$$c_i = 0,04 \text{ cm}$$

Para simplificar o diagrama parábola-retângulo:

$$\beta_1 \cdot c_i = 0,85 \cdot 0,04$$

$$\beta_1 \cdot c_i = 0,03 \text{ cm}$$

Portanto, a força admitida para as armaduras de tração é dada pela Equação 54:

$$F_s = \frac{34,00}{\left(27,00 - \frac{0,03}{2}\right)}$$

$$F_s = \frac{34,00}{26,99}$$

$$F_s = 1,26 \text{ kN}$$

Logo, a tensão nas armaduras inferiores é dada pela Equação 55:

$$f_s = \frac{1,26}{2,26}$$

$$f_s = 0,56 \text{ kN/cm}^2$$

Para esse nível de tensão, a deformação correspondente é dada pela Equação 56:

$$0,56 = 20.900,00 \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s = 0,000027 \text{ mm/mm} = 0,0027\%$$

Conforme a Figura 68, por semelhança de triângulos, é possível se obter a deformação inicial do substrato de concreto (ε_{bi}):

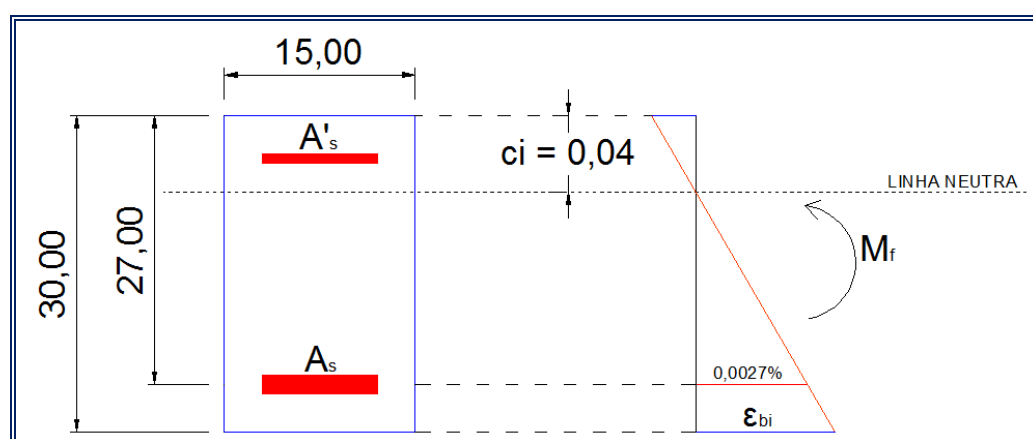


FIGURA 68 - DEFORMAÇÕES PARA A SOLICITAÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).
(MEDIDAS EM CM)

Portanto:

$$\varepsilon_{bi} = \frac{0,0027 \cdot (30,00 - 0,04)}{(27,00 - 0,04)}$$

$$\varepsilon_{bi} = 0,000030 \text{ mm/mm} = 0,0030\%$$

5.2.3 Cálculo do momento resistente da seção sem reforço

Assumindo primeiramente a condição em que ocorra simultaneamente o esmagamento por compressão do concreto e a deformação plástica do aço (seção normalmente armada):

$$\varepsilon_c = 0,00300 \text{ mm/mm} = 0,300\%$$

$$\varepsilon_s = 0,01000 \text{ mm/mm} = 1,000\%$$

A posição da linha neutra para essa situação é dada pela Equação 57:

$$c = 27,00 \cdot \left(\frac{0,300\%}{0,300\% + 1,000\%} \right)$$

$$c = 6,23 \text{ cm}$$

Assim, a seção transversal apresentará deformações e resultantes de forças conforme a Figura 69:

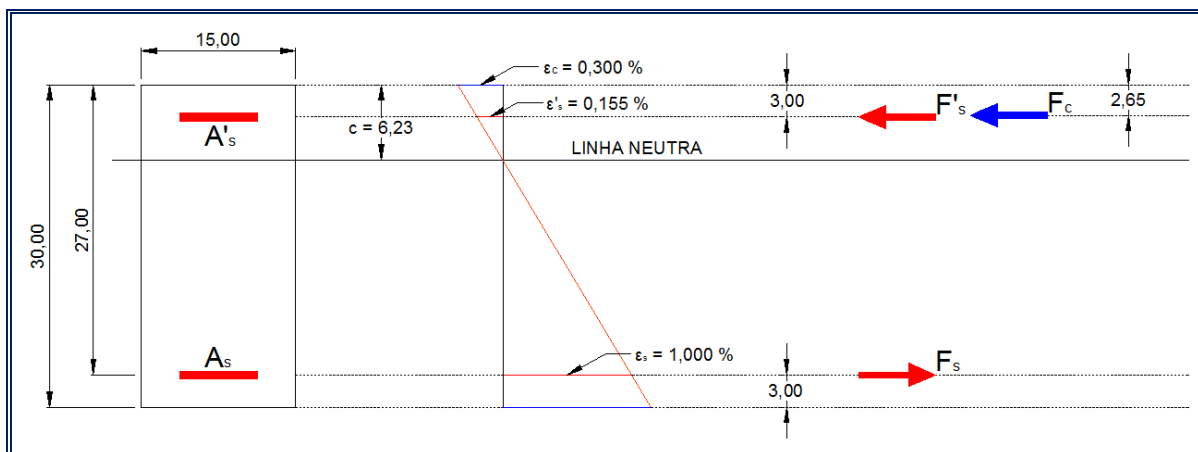


FIGURA 69 - DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES E FORÇAS RESULTANTES DO ENSAIO DE OBAIDAT (2007).
(MEDIDAS EM CM)

5.2.3.1 Força resultante de compressão no concreto (F_c)

Como $\varepsilon_c = 0,300\%$, o coeficiente ψ_c é obtido através da Equação 11:

$$\psi_c = \frac{7}{9} \cdot \frac{1}{0,85}$$

$$\psi_c = 0,915$$

Além disso, com esse nível de deformação, tomando como base o diagrama tensão-deformação do concreto (Figura 19), a tensão do concreto será igual à resistência característica à compressão (f'_c). Portanto, conforme Equação 10:

$$F_c = 0,915 \cdot 3,00 \cdot 0,85 \cdot 6,23 \cdot 15,00$$

$$F_c = 218,04 \text{ kN}$$

5.2.3.2 Força resultante nas armaduras de tração e de compressão (F_s e F'_s)

Para o aço utilizado no trabalho de Obaidat (2007), com tensão de escoamento igual a 507,00 MPa (50,70 kN/cm²), o valor de ε_{yk} é dado pela Equação 58:

$$50,70 = 20.900,00 \cdot \varepsilon_{yk}$$

$$\varepsilon_{yk} = 0,00243 \text{ mm/mm} = 0,243\%$$

Em relação à força resultante na armadura de tração (F_s), observa-se que o nível de deformação em que ela se encontra é de 1,000% correspondendo à tensão de escoamento (f_{yk}). Logo, a força resultante é dada pela Equação 59:

$$F_s = 50,70 \cdot 2,26$$

$$F_s = 114,58 \text{ kN}$$

Já, em relação à força resultante na armadura de compressão (F'_s), o nível de deformação que ela apresenta (0,155%) é menor que ε_{yk} . Logo, a tensão correspondente a essa deformação é dada pela Equação 58:

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s$$

$$f'_s = 20.900,00 \cdot 0,00155$$

$$f'_s = 32,40 \text{ kN/cm}^2$$

Assim, a força resultante na armadura de compressão (F'_s) será dada pela Equação 60:

$$F'_s = 32,40 \cdot 1,57$$

$$F'_s = 50,87 \text{ kN}$$

5.2.3.3 Verificação da posição da linha neutra (c)

De acordo com a condição de equilíbrio da Equação 61, pode-se fazer a verificação da posição da linha neutra e compará-la com o resultado arbitrado no início, supondo a viga normalmente armada. Portanto:

$$c = \frac{114,58 - 50,87}{0,915 \cdot 3,00 \cdot 0,85 \cdot 15,00}$$

$$c = 1,82 \text{ cm}$$

Como o valor arbitrado no início $c = 6,23 \text{ cm}$ é diferente do valor encontrado $c = 1,82 \text{ cm}$, de maneira a se obter o equilíbrio das forças, deve-se chegar a uma situação, por tentativas, em que a posição da linha neutra arbitrada seja igual ao valor da linha neutra calculada. Assim, arbitrando um novo valor para c igual a $3,82 \text{ cm}$, as forças resultantes são:

- Concreto (conforme Equação 10 e Figura 70):

$$F_c = 0,704 \cdot 3,00 \cdot 0,85 \cdot 3,82 \cdot 15,00$$

$$F_c = 102,86 \text{ kN}$$

- Aço tracionado (conforme Equação 59 e Figura 70):

$$F_s = 50,70 \cdot 2,26$$

$$F_s = 114,58 \text{ kN}$$

- Aço comprimido (conforme Equação 60 e Figura 70):

$$F'_s = 20.900,00 \cdot 0,00035 \cdot 1,57$$

$$F'_s = 11,61 \text{ kN}$$

Portanto, a profundidade da linha neutra calculada é, conforme a Equação 62:

$$c = \frac{114,58 - 11,61}{0,704 \cdot 3,00 \cdot 0,85 \cdot 15,00}$$

$$c = 3,82 \text{ cm}$$

Assim, a posição da linha neutra utilizada para o cálculo do momento resistente da seção transversal é igual a $c = 3,82 \text{ cm}$.

5.2.3.4 Momento fletor resistente da seção transversal sem reforço de Obaidat (2007) e Obaidat *et al.*(2010)

O momento fletor resistente da seção transversal sem reforço é dado pela Equação 63. Logo:

$$M_r = 114,58 \cdot (27,00 - 3,00) + 102,86 \cdot \left(3,00 - \frac{0,85 \cdot 3,82}{2} \right)$$

$$M_r = 2.891,56 \text{ kN.cm}$$

5.2.4 Carga de ruptura para o sistema sem reforço de Obaidat (2007) e Obaidat *et al.* (2010)

Considerando a configuração do ensaio de Stuttgart para a determinação do momento fletor solicitante e sabendo-se que o máximo momento fletor resistente da seção transversal é 2.891,56 kN.cm, o valor da carga de ruptura P, conforme Equação 51, é:

$$P_{rup} = \frac{6}{156,00} \cdot \left(2.891,56 - \frac{0,01125 \cdot 156,00^2}{8} \right)$$

$$P_{rup} = 109,90 \text{ kN}$$

Na Figura 70 é apresentado um esquema de cálculo para as iterações até se chegar na posição da linha neutra que permita a determinação do momento fletor máximo resistente da seção transversal sem reforço.

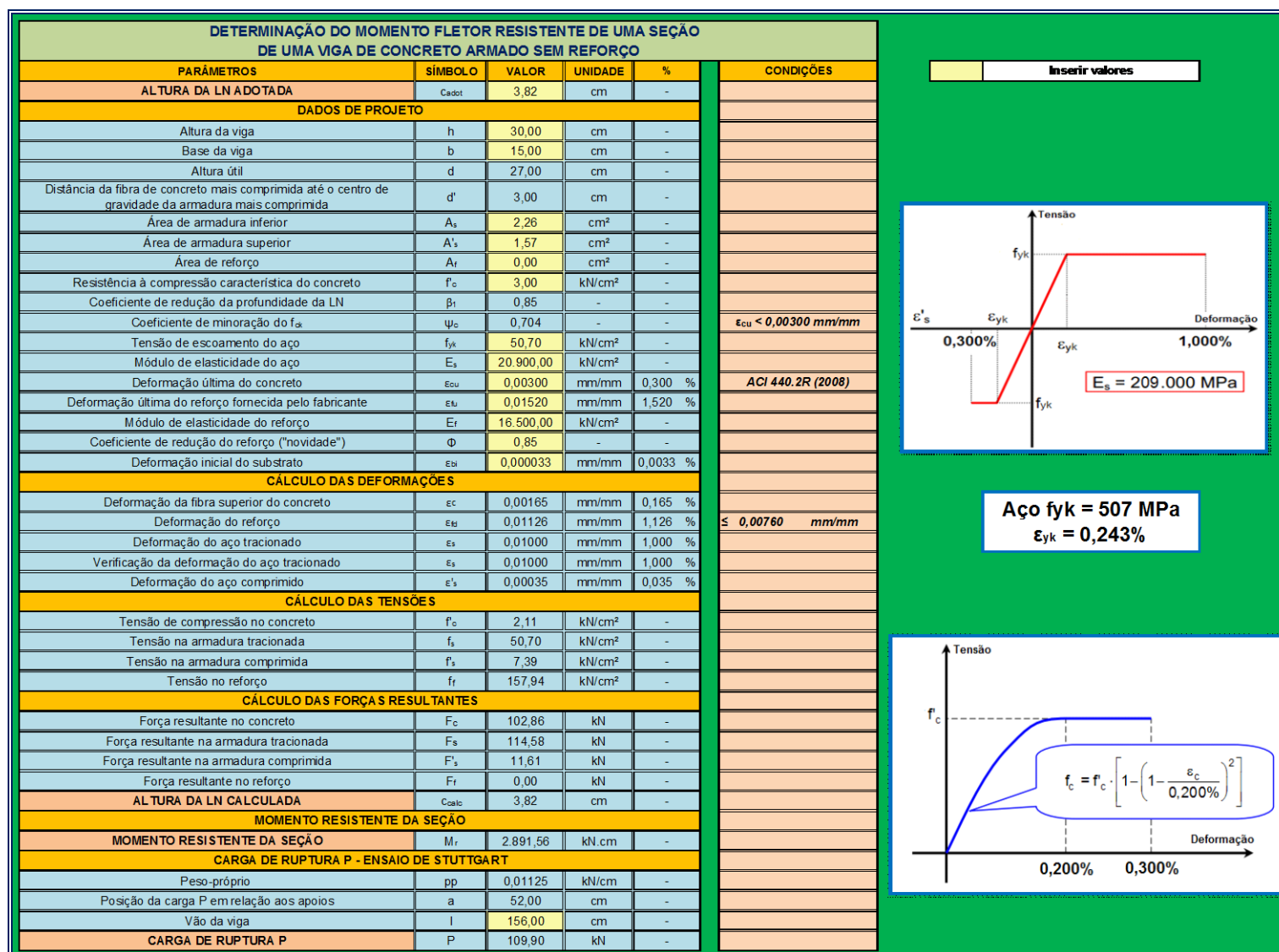


FIGURA 70 - MÉTODO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA E MÁXIMO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL SEM REFORÇO.

5.2.5 Cálculo do momento resistente da seção com uma camada de reforço

O procedimento de cálculo para determinação do momento resistente à flexão da seção transversal com reforço é semelhante ao realizado para uma viga sem reforço. A diferença está associada ao acréscimo da parcela de força resultante referente ao compósito de PRFC. O método iterativo para determinação da posição da linha neutra segue o mesmo procedimento.

Assim, a profundidade para a linha neutra encontrada na ocasião da seção transversal reforçada é igual a 5,59 cm.

5.2.5.1 Força resultante de compressão no concreto (F_c)

Conforme Equação 10 e Figura 71:

$$F_c = \psi_c \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b$$

$$F_c = 0,876 \cdot 3,00 \cdot 0,85 \cdot 5,59 \cdot 15,00$$

$$F_c = 187,33 \text{ kN}$$

5.2.5.2 Força resultante nas armaduras de tração e de compressão (F_s e F'_s)

Em relação à força resultante na armadura de tração (F_s), observa-se que o nível de deformação em que ela se encontra é de 1,000% correspondendo à tensão de escoamento (f_{yk}). Logo, a força resultante é, conforme Equação 59:

$$F_s = 50,70 \cdot 2,26$$

$$F_s = 114,58 \text{ kN}$$

Já, em relação à força resultante na armadura de compressão (F'_s), o nível de deformação que ela apresenta (0,121%) é menor que ϵ_{yk} . Logo, a tensão correspondente a essa deformação é, conforme Equação 58:

$$f'_s = 20.900,00 \cdot 0,00121$$

$$f'_s = 25,29 \text{ kN/cm}^2$$

Logo, a força resultante na armadura de compressão (F'_s) é, conforme Equação 60:

$$F'_s = 25,29 \cdot 1,57$$

$$F'_s = 39,69 \text{ kN}$$

5.2.5.3 Força resultante no reforço de PRFC (F_f)

A força resultante no reforço de PRFC (F_f) é determinada em função do nível de deformação a que o reforço está submetido. Sabe-se que a deformação real do mesmo (ϵ_{fd}) depende da deformação inicial do substrato (ϵ_{bi}), já calculada anteriormente.

Assim, a deformação real no reforço é, conforme Equação 22:

$$\epsilon_{fd} = 0,00261 \cdot \left(\frac{30,00 - 5,59}{5,59} \right) - 0,000033 \leq 0,50 \cdot 0,01520$$

$$\epsilon_{fd} = 0,01137 \text{ mm/mm} = 1,137\% < 0,01600 \text{ mm/mm} = 1,600\%$$

Portanto, a tensão de tração no reforço é, conforme Equação 2:

$$f_f = 16.500,00 \cdot 0,01137$$

$$f_f = 187,61 \text{ kN/cm}^2$$

Logo, a força resultante é dada pela Equação 64:

$$F_f = 187,61 \cdot 0,60$$

$$F_f = 112,55 \text{ kN}$$

5.2.5.4 Verificação da posição da linha neutra (c)

A nova posição da linha neutra é calculada considerando-se o incremento de força proporcionado pelo reforço. Dessa forma, seu valor é dado pela Equação 62:

$$c = \frac{114,58 + 112,55 - 39,69}{0,876 \cdot 3,00 \cdot 0,85 \cdot 15,00}$$

$$c = 5,59 \text{ cm}$$

5.2.5.5 Momento fletor resistente da seção transversal com uma camada de reforço de Obaidat (2007) e Obaidat *et al.* (2010)

O momento fletor resistente da seção transversal com reforço é dado pela Equação 66:

$$M_r = 114,58 \cdot (27,00 - 3,00) + 187,33 \cdot \left(3,00 - \frac{0,85 \cdot 5,59}{2} \right) + 112,55 \cdot (30,00 - 3,00)$$

$$M_r = 5.905,63 \text{ kN.cm}$$

5.2.6 Carga de ruptura para o sistema com reforço de Obaidat (2007) e Obaidat *et al.* (2010)

Considerando a configuração do ensaio de Stuttgart para a determinação do momento fletor solicitante e sabendo-se que o máximo momento fletor resistente da seção transversal é 5.905,63 kN.cm, o valor da carga de ruptura P, conforme Equação 51, é:

$$P_{rup} = \frac{6}{156,00} \cdot \left(5.905,63 - \frac{0,01125 \cdot 156,00^2}{8} \right)$$

$$P_{rup} = 225,82 \text{ kN}$$

Na Figura 71 é apresentado um esquema de cálculo para facilitar as iterações até se chegar na posição da linha neutra que permita a determinação do momento fletor máximo resistente da seção transversal reforçada.

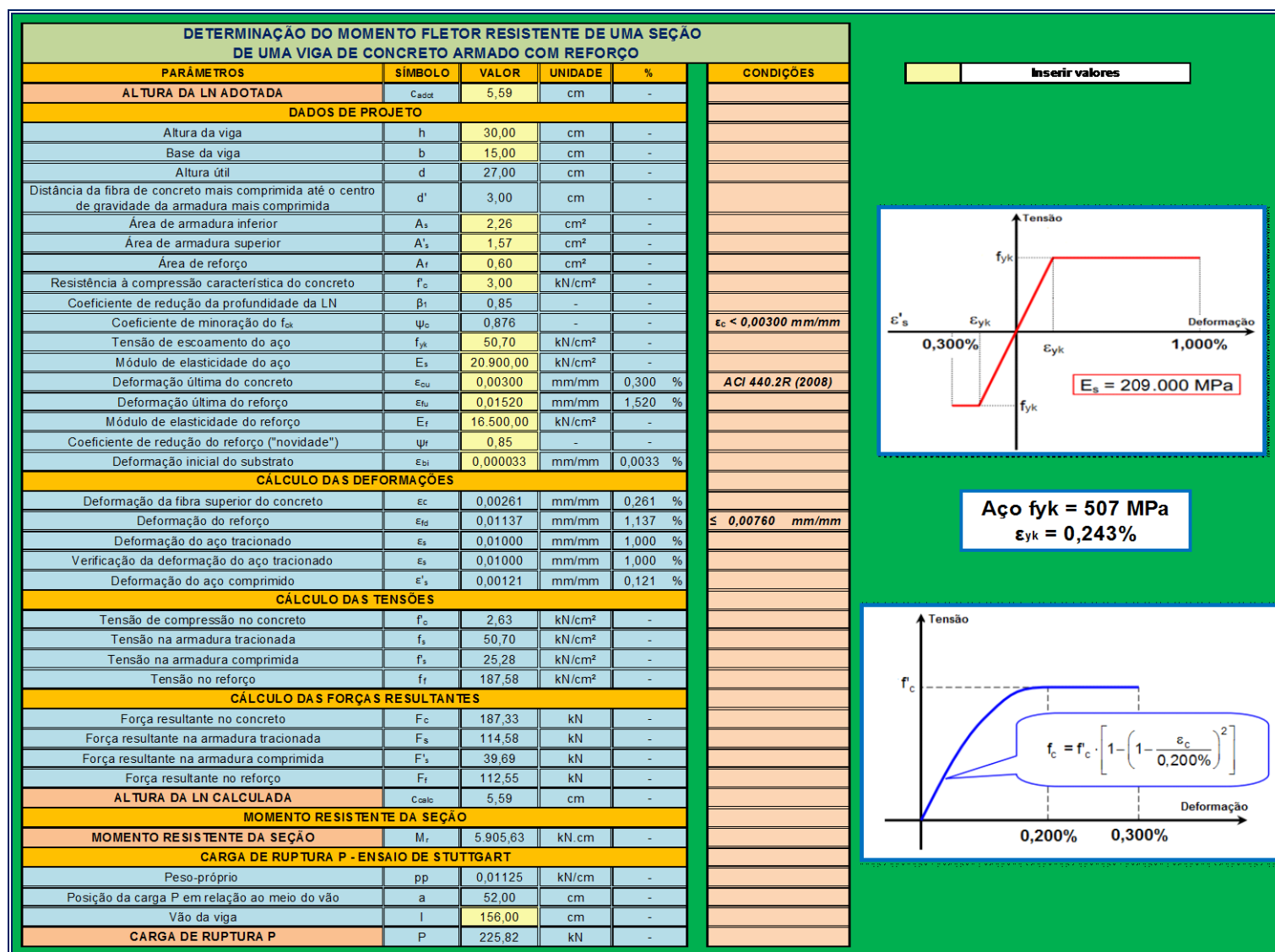


FIGURA 71 - MÉTODO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA E MÁXIMO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL COM REFORÇO.

5.2.7 Cálculo da tensão de cisalhamento na interface para uma viga de concreto armado com uma camada de reforço de Obaidat (2007)

A tensão de cisalhamento a ser desenvolvida na interface é dada pela Equação 34.

O valor do parâmetro z é dado pela Equação 28. Em que:

F_s - força resultante no aço tracionado igual a 114,58 kN (Figura 71);

F_f - força resultante no reforço igual a 112,55 kN (Figura 71).

A resultante de compressão da armadura e do concreto estará situada, a partir da fibra superior da viga, de uma distância x dada pela Equação 67. Assim:

$$x = \frac{187,33 \cdot \frac{0,85 \cdot 5,59}{2} + 39,69 \cdot 3,00}{187,33 + 39,69}$$

$$x = 2,48 \text{ cm}$$

Logo:

$$z_s = d - x$$

$$z_s = 27,00 - 2,48$$

$$z_s = 24,52 \text{ cm}$$

E:

$$z_f = h + \frac{t_f}{2} - x$$

$$z_f = 30,00 + \frac{0,12}{2} - 2,48$$

$$z_f = 27,58 \text{ cm}$$

Então:

$$z = \frac{114,58 \cdot 24,52 + 112,55 \cdot 27,58}{114,58 + 112,55}$$

$$z = 26,04 \text{ cm}$$

O valor do esforço cortante (Q) máximo para o cálculo da tensão de cisalhamento é igual ao valor da reação de apoio e dado pela Equação 68:

$$Q = \frac{225,82}{2} + \frac{0,01125 \cdot 156,00}{2}$$

$$Q = 113,79 \text{ kN}$$

Então, a tensão de cisalhamento máxima, considerando o valor de b igual à largura do reforço, é dada pela Equação 34:

$$\tau_s = \frac{113,79}{5,00 \cdot 26,04} \cdot \left(\frac{112,55}{114,58 + 112,55} \right)$$

$$\tau_s = 0,43 \text{ kN/cm}^2 = 4,30 \text{ MPa}$$

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As cargas de ruptura dos ensaios experimentais de Beber *et al.* (2001) apresentaram valores de 47,40 kN e 47,00 kN para as vigas testemunho (sem reforço) e 65,20 kN e 62,00 kN para as vigas reforçadas com uma camada, representando um incremento de carga de ruptura de 35%. No estudo analítico, em que a configuração do ensaio desses autores foi utilizada, a carga de ruptura obtida para a viga sem reforço (testemunho) foi igual a 46,35 kN e para a viga com reforço igual a 65,72 kN. Observa-se nessa situação um incremento de carga de 41,80% proporcionado pela aderência externa do reforço. Na Figura 72 é apresentado um resumo com as cargas de ruptura obtidas nas análises experimentais e analíticas.

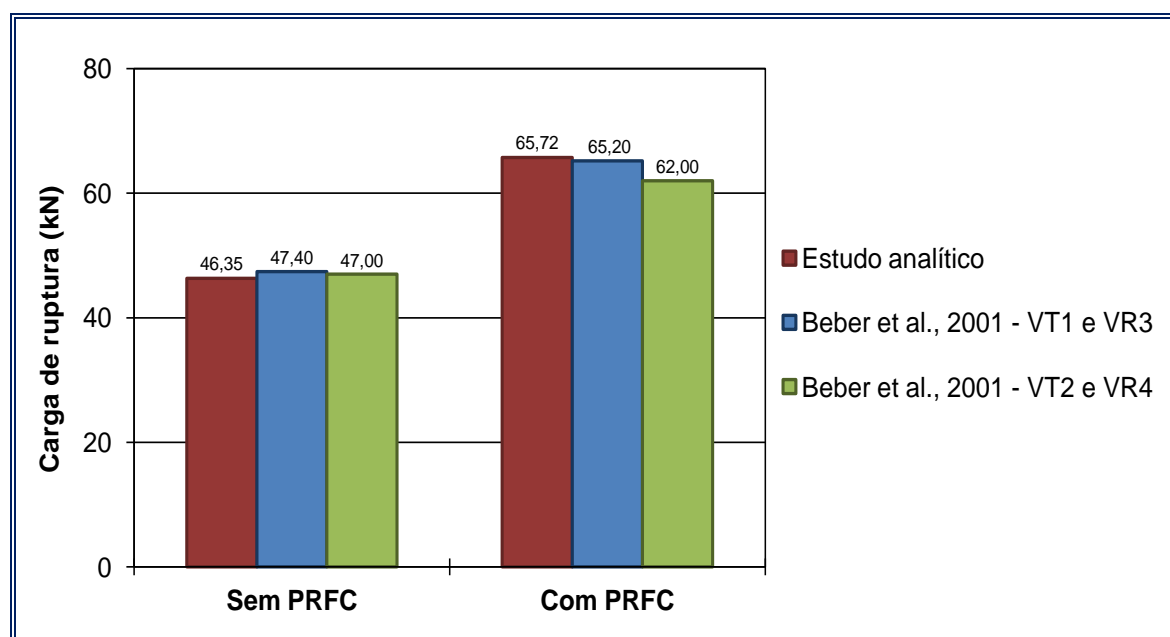


FIGURA 72 - COMPARAÇÃO ENTRE AS CARGAS DE RUPTURA DOS ENSAIOS DE BEBER *et al.* (2001) E DO ESTUDO ANALÍTICO.

O incremento no valor da carga de ruptura do sistema reforçado com PRFC se deve ao aumento na altura da linha neutra devido à parcela da força do reforço. Na análise sem o compósito aderido externamente, a profundidade da linha neutra dependia apenas das forças de compressão do concreto, de compressão da armadura superior e de tração da armadura inferior. Porém, com o reforço, a

resultante de tração é majorada pelo efeito da força de tração do PRFC. Assim, para manter o equilíbrio entre as resultantes de compressão e de tração, a profundidade da linha neutra aumenta.

A posição da linha neutra calculada para a viga de concreto armado sem reforço resultou em 3,34 cm. Já, para a viga de concreto armado com reforço a profundidade aumentou 20%, resultando em 4,02 cm. Os efeitos relacionados com o aumento da profundidade da linha neutra são observados nas deformações e por consequência nas tensões. Mantendo-se o nível de alongamento para o aço tracionado de 1,000% (domínio 2 de deformações, ruptura dúctil), a deformação apresentada pela fibra superior do concreto aumentou de 0,175% (peça sem reforço de PRFC) para 0,218% (peça com reforço de PRFC). Além disso, o aço comprimido também apresentou um aumento na sua deformação passando de 0,044% (sem reforço de PRFC) para 0,082% (com reforço de PRFC).

Em relação às cargas de ruptura obtidas no estudo analítico e nos ensaios experimentais de Beber *et al.*(2001), pode-se dizer que os resultados se aproximam, tanto para as vigas sem reforço como para as vigas reforçadas. Cabe lembrar que o tipo de falha encontrado nos ensaios físicos para as vigas VT1, VT2 e VR3 foi o escoamento do aço seguido da ruptura do concreto (domínio 2). Assim, o modelo analítico proposto, supondo inicialmente o domínio 2 de deformações, representou de maneira adequada essa situação de ruptura, convergindo o resultado teórico para a resposta de carga de ruptura real.

Quanto ao número máximo de camadas para se evitar o descolamento do reforço do substrato de concreto, pode-se observar que no trabalho de Beber *et al.* (2001), o modo de falha do Tipo 3 (descolamento do reforço do substrato) se deu para os modelos reforçados com 4, 7 e 10 camadas, exceto para o modelo reforçado

com 1 camada em que o tipo de falha encontrado foi o escoamento do aço e o esmagamento do concreto. Apesar de ter ocorrido um incremento de carga de ruptura relevante, a estrutura teve sua resistência limitada pelo descolamento do reforço devido ao elevado número de camadas.

Pode-se observar pelo gráfico da Figura 73 os valores dos coeficientes κ_m a serem considerados no caso de dimensionamento para projeto da viga de concreto armado reforçada de Beber *et al.* (2001). Apesar do sistema com múltiplas camadas apresentar um incremento de carga de ruptura, o fato de que com o aumento do número de camadas há uma probabilidade maior de delaminação ou descolamento do reforço não é considerado no ensaio de Beber *et al.* (2001). A curva apresentada foi obtida com base na Equação 20.

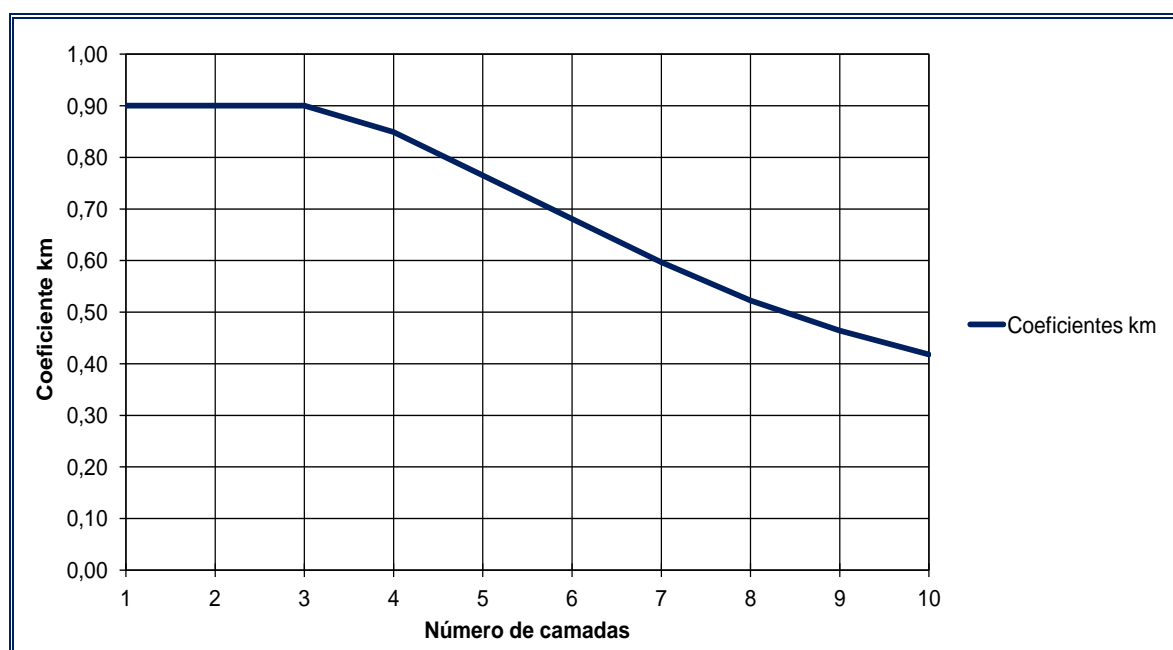


FIGURA 73 - COEFICIENTES κ_m PARA A REDUÇÃO DA DEFORMAÇÃO ÚLTIMA DO REFORÇO DE PRFC ADAPTADO PARA O TRABALHO DE BEBER *et al.* (2001) SEGUNDO A ACI 440.2R (2008).

A carga de ruptura da viga reforçada analisada pelo modelo teórico de Beber *et al.* (2001) resultou em 65,72 kN. A tensão de cisalhamento na interface, calculada com base na proposta de Machado (2002), resultou em 0,36 MPa. O valor limite para a máxima tensão tangencial proposta por Lu *et al.* (2005) resultou em 3,88

MPa. Dessa forma, é possível verificar que realmente a protótipo reforçado não teria uma falha relacionada com o cisalhamento, ocasionando o descolamento do reforço, visto que para o nível de carregamento de ruptura do estudo analítico, a tensão de cisalhamento não superaria a limite.

Em relação ao trabalho de Obaidat (2007), a carga de ruptura obtida para o protótipo sem reforço foi de 118,00 kN e igual a 166,00 kN para a viga com reforço aderido ao longo de toda a extensão da viga (RB1), representando um incremento de carga de ruptura de 40,68%. Em relação ao estudo analítico, realizado com base nos parâmetros de ensaio determinados por tais autores, os valores das cargas de ruptura foram 109,90 kN e 225,82 kN, para as vigas sem reforço e com reforço de PRFC, respectivamente. Tais valores representam um acréscimo de 105,48% no valor da carga de ruptura da viga reforçada em relação à viga testemunho. Um resumo desses carregamentos últimos pode ser visto na Figura 74.

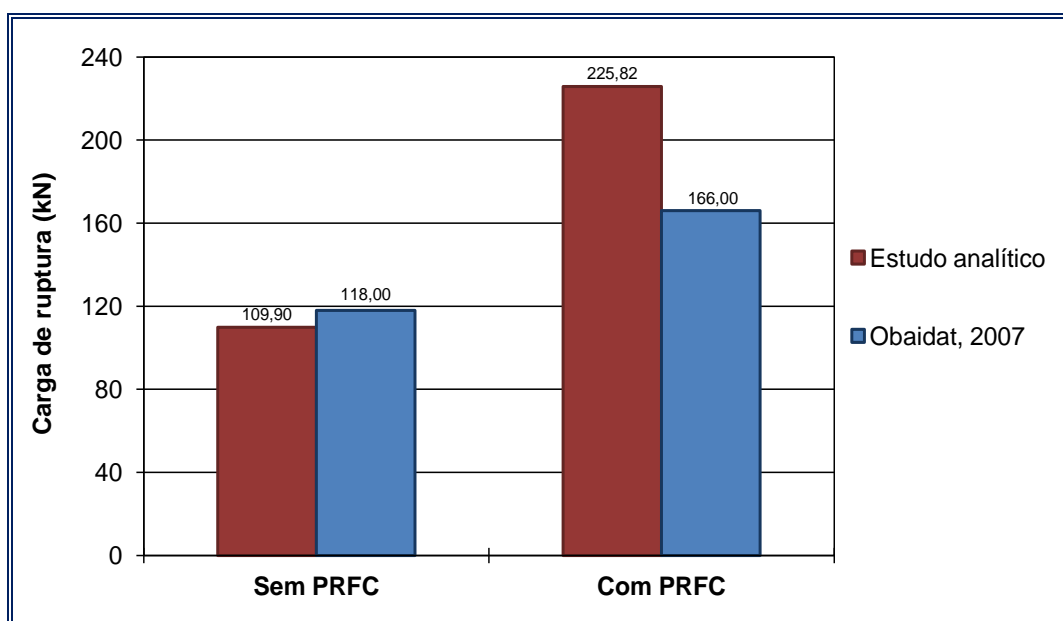


FIGURA 74 - COMPARAÇÃO ENTRE AS CARGAS DE RUPTURA DOS ENSAIOS DE OBAIDAT (2007) E DO ESTUDO ANALÍTICO.

A profundidade da linha neutra encontrada para o modelo sem reforço foi de 3,82 cm e para o modelo reforçado de 5,59 cm. Houve, portanto, um acréscimo de 46,33% na profundidade da linha neutra. Da mesma forma que na análise anterior,

tal aumento na posição da linha neutra está diretamente relacionado com a consideração da resultante de tração do reforço e com o aumento do momento resistente da seção transversal. Quanto às deformações, ao se manter o nível de deformação para o aço tracionado de 1,000%, domínio 2 de deformações, ruptura dúctil, a deformação apresentada pela fibra superior do concreto aumentou de 0,165% (peça sem reforço de PRFC) para 0,261% (peça com reforço de PRFC). Além disso, o aço comprimido também apresentou um aumento na sua deformação passando de 0,035% (sem reforço de PRFC) para 0,121% (com reforço de PRFC).

A carga de ruptura obtida para a viga testemunho (sem reforço) no estudo analítico apresentou valor próximo do valor encontrado experimentalmente, com uma variação de apenas 7,40% . Como foi estipulado o domínio 2 de deformações para o cálculo do momento resistente da seção transversal, ou seja, ruptura dúctil por escoamento do aço no modelo analítico e o tipo de falha encontrado no experimento se deu da mesma forma, os valores das cargas máximas de ruptura se aproximaram. Porém, para a situação da peça reforçada, não se pode analisar da mesma forma. A carga de ruptura do modelo analítico resultou em 225,82 kN, superando em 36,03% o valor encontrado no modelo experimental. Isso se deve às diferenças entre os tipos de falhas dos dois modelos. Visto que foi imposto o tipo de falha relacionado ao escoamento da armadura ($\epsilon_s = 1,000\%$) no estudo analítico, no ensaio experimental tal tipo de falha não foi verificado. Houve o descolamento do reforço do substrato do concreto antes que a armadura iniciasse o processo de escoamento. Logo, por consequência dessa situação, obteve-se uma carga de ruptura inferior à do modelo analítico. Essa ruptura por descolamento do reforço está relacionada com o esforço cortante, que por sua vez, gera tensões de cisalhamento que superam os valores limites. No caso das vigas reforçadas com o PRFC aderido

ao longo de todo o comprimento, tal efeito é mais relevante visto que as extremidades do reforço se encontram em regiões de esforço cortante máximo (apoio).

Sendo a carga de ruptura da viga reforçada analisada pelo modelo teórico igual a 225,82 kN, a tensão de cisalhamento na interface, calculada com base na proposta de Machado (2002), resultou em 4,30 MPa. O valor limite para a máxima tensão tangencial definida para os modelos computacionais de Obaidat *et al.* (2010) apresentou intensidade de 3,00 MPa. Dessa forma, é possível verificar que realmente a protótipo reforçado não teria uma falha relacionada com o escoamento do aço, visto que para o nível de carregamento de ruptura do estudo analítico, a tensão de cisalhamento superaria a limite, causando o descolamento do reforço.

Cabe ressaltar que nos ensaios em laboratórios não é possível muitas vezes a execução de protótipos com vãos muito grandes. Dessa forma, os efeitos provocados pelos esforços de cisalhamento podem se destacar frente aos esforços de flexão. Isso é evidenciado nos modos de falhas encontrados nos experimentos dos trabalhos relatados. Nos ensaios de Coronado e Lopez (2006), por exemplo, as vigas da série A, com vãos de aproximadamente 4,00 m não apresentaram a ruína relacionada ao descolamento do reforço. Já, as vigas das séries B e C, com reforço aderido externamente e com vãos de 2,30 m, apresentaram o descolamento do reforço na ruína. Assim, o efeito do cisalhamento se torna um fator importante para obtenção das cargas de ruptura de um sistema reforçado com PRFC com vãos menores.

7 CONCLUSÃO

O reforço estrutural de vigas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono apresenta vantagens que viabilizam a sua aplicação. O aumento na carga de ruptura à flexão do elemento, o baixo peso e as dimensões reduzidas são parâmetros que priorizam o PRFC frente aos demais tipos de reforço. Porém, cabe ressaltar que o seu comportamento em relação ao fogo não é notável como as outras características citadas, tendo dessa forma que se tomar cuidado frente a essa situação.

De maneira a entender o comportamento de uma estrutura reforçada frente à carga de ruptura que ela suporta, vários estudos podem ser aplicados. O estudo analítico, com base nos conceitos de dimensionamento do concreto armado, assim como os ensaios experimentais e computacionais, facilita o entendimento desse sistema. Porém cada método possui suas peculiaridades e vantagens em relação aos outros.

Pode-se verificar que o estudo analítico serve para se ter uma estimativa da carga de ruptura de uma peça reforçada com compósito, considerando que o modo de ruptura imposto ao modelo analítico deverá ser verificado no modelo experimental para ser possível obter uma aproximação entre as cargas obtidas. Porém esse modelo é limitado, pois não engloba alguns aspectos constitutivos da relação concreto-reforço como em um modelo computacional, por exemplo. Como visto nos trabalhos computacionais de Coronado e Lopez (2006) e Obaidat *et al.* (2010), as propriedades da interface (coesiva ou não coesiva), além das características adotadas para o concreto na tração e na compressão, como a curva de amolecimento e a energia de fratura não podem ser contempladas no modelo analítico. Além disso, outras considerações importantes como o coeficiente de

Poisson e a questão da isotropia e ortotropia referente aos compósitos são negligenciadas.

Outro detalhe é que no modelo teórico o comprimento do reforço não é considerado, pois no cálculo da carga de ruptura não é possível definir se o PRFC está aderido ao longo de toda a superfície inferior ou somente na porção central do vão como nos protótipos analisados por Obaidat (2007). Isso porque a seção escolhida para o cálculo do momento fletor resistente se situa no meio do vão, local onde, pelo ensaio de Stuttgart, situa-se o máximo momento fletor solicitante.

A vantagem dos estudos experimentais e computacionais, não presente no analítico, é que existe a possibilidade de se acompanhar o comportamento da estrutura ao longo do ensaio, pois o carregamento é aplicado por passos de carga e de maneira lenta. Dessa forma, é possível identificar os instantes em que ocorrem as primeiras fissuras e o desenvolvimento das deflexões da peça até a sua ruína. Tal detalhe já não é possível no modelo analítico, por se tratar de uma forma simples e direta de se obter a carga de ruptura de uma viga, sem contemplar os estágios intermediários de solicitação.

O principal modo de falha encontrado nos ensaios foi o descolamento do reforço do substrato. Tal ruptura se deve aos esforços de cisalhamento que se desenvolvem na interface. Assim, considerar os efeitos do cisalhamento, principalmente por se tratar de vigas com vãos pequenos, no caso dos laboratórios, torna-se importante.

O estudo analítico do comportamento à flexão de uma viga de concreto armado pode ser incrementado e se tornar mais preciso a partir do momento em que for realizado concomitantemente com uma avaliação dos esforços de cisalhamento. Assim, é possível obter de maneira mais segura a carga de ruptura de uma viga de

concreto biapoiada com reforço de PRFC, levando-se em conta os modos de falha relacionados aos domínios de deformação da seção (flexão) bem como os modos de falha relacionados ao descolamento do reforço.

8 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Desenvolver os modelos analíticos de maneira a contemplar o comprimento do reforço aderido ao longo da superfície inferior;
- Obter as deflexões na seção central das vigas sem reforço e com reforço e comparar com os resultados experimentais e computacionais.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318)**. Farmington Hills, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI 440.2R)**. Farmington Hills, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

BAZANT, Z.P.; PLANAS J. Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. **New directions in civil engineering**, vol. 22, p. 616, 1998.

BAZANT, Z. P.; BECQ-GIRAUDON, E. Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. **Cement Concrete Research**, nº 32, p. 529-556, 2002.

BEBER, A. J.; FILHO, A. C.; CAPAGNOLO, J. L. Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com mantas flexíveis de fibra de carbono. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, nº 2, p. 75-84, 2001.

BEBER, A. J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 317p., 2003.

BEIM, K. F. **Estudo comparativo das tensões cisalhantes na interface entre camadas de um compósito polimérico de fibra de carbono pelos métodos numérico e experimental**. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares (Autarquia associada à Universidade de São Paulo), São Paulo, 2008.

BUYUKOZTURK, O.; GUNES, O.; KARACA, E. Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites. **Construction and Building Materials**, nº 18, p. 9-19, 2004.

CALLISTER, W. D. **Materials Science and Engineering**. Nova York: Ed. John Wiley & Sons. Inc., 1997.

CAMPAGNOLO, J. L.; SILVA FILHO, Luiz Carlos Pinto. Avaliação do desempenho de formulações epóxi visando sua utilização como reforço de estruturas. **Simpósio sobre patologia das edificações: prevenção e recuperação**. Porto Alegre, 1989.

CHAER, A. V. **Ensaio de Stuttgart**. Notas de aula - Estruturas de concreto armado I. Universidade Católica de Góias, 2013.

CORONADO, A.; LOPEZ, M. M. Sensitivity analysis of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates. **Cement & Concrete Composites**, nº 28, p. 102-114, 2006.

CORONADO, A.; LOPEZ, M. M. Experimental Characterization of Concrete-Epoxy Interfaces. **Journal of Materials in Civil Engineering**, ASCE, p. 303-312, 2008.

DE LUCA, L. C. **Cisalhamento em vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibras de carbono: avaliação dos critérios de projeto**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

DNIT-DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. Disponível em: <<http://www1.dnit.gov.br/>>. Acesso em: 19/05/2011.

FORTES, A. S. **Vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 224 p., 2000.

FORTES, A. S., BARROS, J. A. O., PADARATZ, I. J. **Vigas de Betão Armado Reforçadas com Laminados de CFRP Inseridos no Betão**. Relatório 02 - DEC/E-13, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. 32 p. 2002.

GARCEZ, M. R. **Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 267 p., 2007.

GRANJU, J. L.; SABATHIER, V.; TURATSINZE, A.; TOUMI, A. Interface Between an Old Concrete and a Bonded Overlay: Debonding Mechanism. **Interface Science**, nº 12, p. 381-388, 2004.

GUNES, O.; BUYUKOZTURK, O.; KARACA, E. A fracture-based model for FRP debonding in strengthened beams. **Engineering Fracture Mechanics**, nº 76, p.1897-1909, 2009.

GUO, Z. G.; CAO, S. Y.; SUN, W. M.; LIN, X. Y. **Experimental study on bond stress-slip behaviour between FRP sheets and concrete**. In: FRP in construction, proceedings of the international symposium on bond behaviour of FRP in structures, p. 77-84, 2005.

HADJAZI, K.; SEREIR, Z.; AMZIANE, S. Cohesive zone model for the prediction of interfacial shear stresses in a composite-plate RC beam with an intermediate flexural crack. **Composite Structures**, nº 94, p. 3574-3582, 2012.

HU, H-T.; SCHNOBRICH, W. C. Constitutive modelling of concrete by using nonassociated plasticity. **Journal of Materials in Civil Engineering**, p. 199-216, 1989.

JCI. **Technical report on continuous fibre reinforced concrete**. JCI TC952 on continuous reinforced concrete, p. 116-124, 1998.

JCI. **Technical report on retrofit technology for concrete structures**. Technical committee on retrofitting technology for concrete structures, p. 79-97, 2003.

JUVANDES, L. F. P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal. 302p., 1999.

JUVANDES, L. F. P.; COSTA, A. G. **Reforço e Reabilitação de Estruturas**. Formação Profissional, Módulo 2, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal, 2002.

KOLLAR, L. P.; SPRINGER, G. S. **Mechanics of composite structures**. Universidade de Cambridge, 2003.

LAU K. T., DUTTA P. K.; ZHOU L. M., HUI D. Mechanics of bonds in an FRP bonded concrete beam. **Composites: Parte B**, nº 32, p. 491-502, 2001.

LU, X. Z.; TEN, J. G.; YE, L. P.; JAING, J. J. Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. **Engineering Structures**, p. 920-937, 2005.

MACGREGOR, J.G. **Reinforced concrete: mechanics and design**, vol. 13. 939p., 1997.

MACHADO, A. P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibra de carbono: características, dimensionamento e aplicação**. São Paulo: Editora PINI, 2002.

MBT-MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES. **MBrace™ Composite Strengthening System - Engineering Design Guidelines**. 2ª edição, 1998.

OBAIDAT, Y. **Retrofitting of reinforced concrete beams using composite laminates**. Tese (Doutorado). Universidade Jordan de Ciência e Tecnologia, 2007.

OBAIDAT, Y.; HEYDEN, S.; DAHLBLOM, O. The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modeling retrofitted RC beams with FEM. **Composite Structures**, nº 92, p. 1391-1398, 2010.

PIGGOTT, M. **Load bearing fibre composites**. Ed. Boston/Dordrecht/London: Kluwer Academic Publishers, 2002.

QIAO, P.; CHEN, Y. Cohesive fracture simulation and failure modes of FRP-concrete bonded interfaces. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**, nº 49, p. 213-225, 2008.

RIBEIRO, A. T.; FORTES, A. S.; NASCIMENTO, S. C. S. **Nova proposta de reforço de estruturas de concreto armado por colagem de fibras de carbono**. Banmon UCSAL - Banco de Monografias e artigos das Universidade Católica de Salvador, 2009. Disponível em: <http://info.ucsal.br/banmon/Arquivos/ART_150109.pdf>. Acesso em: 10/03/2011.

SINAENCO - Sindicato da Arquitetura e da Engenharia. **Campanha pela manutenção do ambiente construído**. Brasília, 2009. Disponível em: <<http://www.sinaenco.com.br/>>. Acesso em: 19/05/2011.

SUSSEKIND, J. C. **Curso de concreto armado**, vol.1. Editora Globo. 376p., 1980.

WANG, J. Cohesive zone model of intermediate crack-induced debonding of FRP-plated concrete beam. **International Journal of Solids and Structures**, nº 43, p.6630-6648, 2006.

WOO, S. K.; LEE, Y. Experimental Study on Interfacial Behavior of CFRP-Bonded Concrete. **KSCE Journal of Civil Engineering**, p. 385-393, 2010.

WU, W. **Thermomechanical properties of fiber reinforced plastics (FRP) bars**. Tese (Pós-Doutorado). Universidade West Virginia, Morgantown. 292p., 1990.