

COMPORTAMENTO À FADIGA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM FIBRAS DE ARAMIDA

Dra. Leila Cristina Meneghetti

Professora, Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Cascavel – Brasil

Dra. Mônica Regina Garcez

Professora, Universidade Federal do Pampa
Alegrete – Brasil

Luiz Roberto Meneghetti

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Porto Alegre – Brasil

PhD. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Professor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Porto Alegre – Brasil

PhD. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal

Professor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Porto Alegre - Brasil

RESUMO

Numerosas pesquisas realizadas em todo o mundo têm comprovado a eficiência do uso de materiais compósitos como reforço de estruturas de concreto armado. No entanto, são escassos os trabalhos que simulam o comportamento sob carregamento cíclico, tal como ocorre em pontes. Buscando colaborar neste sentido, este trabalho analisa o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de fibra de aramida submetidas a cargas cíclicas de amplitude constante. Vigas de 3m de comprimento e seção transversal de 15cm x 30cm foram testadas em dois níveis de carga: um que gerava um elevado diferencial de tensão na armadura (tensão mínima de 20% e máxima de 80% da tensão de escoamento do aço) e outro que gerava um diferencial mais brando (tensão mínima de 20% e máxima de 65%). O carregamento foi aplicado com frequência de 4Hz até a ruptura. Verificou-se que a presença do reforço aumentou significativamente a resistência à fadiga das vigas, com um incremento na vida útil de 87% e 142%, para diferenciais de tensão de 60% e 45%, respectivamente. A falha das vigas reforçadas se deu majoritariamente por fratura das barras de aço, seguida por descolamento progressivo do compósito, iniciado próximo a uma fissura de flexão.

Palavras-chave: fadiga, aramida, compósitos, reforço, vigas.

ABSTRACT

Many researches conducted throughout the world have proven the efficiency of the use of composite materials as strengthening in reinforced concrete structures. However, there is little work that simulates the behavior under cyclic loading, as occurs in bridges. The objective of this work was to compare under constant amplitude cyclic loadings the behavior of reinforced concrete control beams with the behavior of beams strengthened using aramid FRP. Reinforced concrete beams with 300cm long and 15cm x 30cm cross section were tested to two load levels – one generating a high steel stress range (a minimum stress equal to 20% and a maximum of 80% of yield stress) and the other a lower range (a minimum stress equal to 20% and a maximum of 65% of yield stress). Loading was applied at frequencies of 4Hz until the fatigue was reached. The results showed that strengthening material enlarged significantly the fatigue strength of the strengthened beams, increasing the fatigue service life in 87% and 142% for a stress range of 60% and 45%, respectively. The

fatigue failure of the beams occurred mainly by steel bars fracture, following by a progressive debonding of composite, starting always close to a flexural crack.

Key-words: fatigue, aramid, composites, strengthening, beams.

1 INTRODUÇÃO

A questão da resistência à fadiga de elementos de concreto, reforçados ou não, tem despertado considerável atenção por parte dos pesquisadores nos últimos anos. Diversas razões são atribuídas para esse interesse crescente. A primeira delas está relacionada com a adoção da resistência última nos procedimentos de cálculo. O advento de modernas técnicas de cálculo estrutural, tal como a análise por elementos finitos, exige modelos mais realísticos do material, tanto para a seção fissurada como para a não-fissurada. Além disso, a utilização de materiais com resistências elevadas demanda que o elemento estrutural trabalhe satisfatoriamente sob altos níveis de tensão. Outra razão consiste no fato de que novos ou diferentes usos das estruturas de concreto têm sido constantemente desenvolvidos, os quais demandam alto desempenho do produto, com resistência à fadiga assegurada⁽¹⁾. Outrossim, são evidentes os efeitos danosos de carregamentos repetidos em elementos estruturais, mesmo que estes não venham a causar ruptura, visto que, segundo Salekeen e Jones⁽²⁾, 90% das falhas de material em geral são causadas pela fadiga.

A norma brasileira de estruturas de concreto armado atual, NBR 6118⁽³⁾, já se preocupa com este tema e recomenda a verificação da resistência à fadiga, condição que não era enfatizada nas normas brasileiras anteriores. As disposições estabelecidas pela NBR 6118 para a verificação da fadiga são relativas ao caso específico de pontes, para um intervalo de 20.000 e 2.000.000 de ciclos de carregamento.

A fadiga pode ser definida como um dano estrutural progressivo e permanente proveniente da ação de tensões e deformações flutuantes no tempo. Após um determinado número de ciclos este dano pode culminar em microfissuras, que se acumulam formando danos macroscópicos, que terminam por levar à fratura completa do componente. O termo fadiga foi estabelecido pelos primeiros investigadores deste fenômeno em função de sua natureza: um processo de dano gradual causado por tensões cíclicas, de difícil observação e que provoca mudanças na capacidade resistente do material.

1.1 Fadiga em vigas de concreto armado reforçadas

No concreto, a fadiga se inicia numa escala microscópica e está associada ao aumento na abertura das fissuras e à redução da rigidez. Segundo o Boletim 188 do CEB⁽⁴⁾, as fissuras por fadiga no concreto não possuem uma topografia superficial definida, como no aço. Glucklich apud Mallet⁽⁵⁾, em seu estudo sobre o efeito da microfissuração por fadiga no concreto em vigas de argamassa submetidas à flexão, observou que o mecanismo de fadiga se inicia na ruptura da ligação entre a matriz de cimento e o agregado: a fissura se propaga pela argamassa até encontrar um agregado, o qual funciona como um obstáculo a sua propagação. Quando a energia de deformação liberada ultrapassa as forças de coesão remanescentes ocorre, a ruptura completa do concreto.

A fadiga das armaduras não é um fator determinante no dimensionamento das estruturas de concreto armado. Todavia, o emprego cada vez maior destas estruturas em situações de carregamento cíclico, juntamente com o fato de que os procedimentos de cálculo atualmente adotados estão baseados no estado limite último – permitindo que se utilize altos níveis de tensão nas armaduras – fazem com que o efeito da fadiga seja particularmente importante. Vale ressaltar que a mais baixa variação de tensão registrada que causou uma falha por fadiga numa barra de aço foi de 145MPa. Essa ruptura ocorreu após 1.250.000 ciclos de carregamento repetido numa viga com barras de aço de 35mm de diâmetro e tensão mínima de 121MPa⁽¹⁾.

O comportamento do concreto armado sob carregamento cíclico depende da interação entre o aço e o concreto. Em elementos flexionados subarmados, a fadiga é governada pela armadura. Por outro lado, em peças superarmadas, a ruptura por flexão ou cisalhamento é mais complexa, alterando o mecanismo de aderência e, conseqüentemente, a falha por fadiga. Com a evolução do processo de fadiga e de propagação das fissuras há uma modificação na redistribuição de tensões na armadura e, em conseqüência, a ruptura passa a não ocorrer necessariamente pelo mesmo mecanismo estático. As tensões reais na armadura raramente coincidem com as tensões calculadas usando modelos simplificados. Isso associado à variabilidade dos materiais e dos carregamentos, acarreta características dispersivas nos resultados dos ensaios de fadiga⁽⁵⁾.

O comportamento do PRF à fadiga tem sido estudado extensivamente nos últimos trinta anos⁽⁶⁾. As condições de ensaio que elevam a temperatura e a umidade do compósito geralmente influenciam negativamente o comportamento à fadiga destes materiais. Entre todos os compósitos de PRF, os de fibra de carbono são os menos susceptíveis à falha por fadiga. As fibras de aramida, em função de sua durabilidade, parecem comportar-se bem à fadiga.

Nas estruturas de concreto armado reforçadas com polímeros reforçados com fibras (PRF), o fenômeno da fadiga é alterado, fato que começa a despertar interesse dos pesquisadores desta técnica de reforço.

As primeiras pesquisas com PRF preocuparam-se em estabelecer a eficiência da utilização de materiais compósitos na recuperação e reforço de estruturas de concreto armado, tanto no reforço à flexão como no reforço ao cisalhamento. Uma observação comum destes estudos é a de que a capacidade de resistência à flexão e ao cisalhamento pode ser aumentada.

Como conseqüência da utilização de um reforço externo com PRF colado na superfície tracionada de peças de concreto armado tem-se a redução da tensão máxima na armadura quando se aplica a mesma amplitude de tensão atribuída ao elemento não reforçado. As pesquisas sobre fadiga em vigas reforçadas com PRF realizada até o momento^(7, 8, 9, 10, 11, 12 e 13), investigaram o uso de PRF a base de fibras de vidro e carbono. Existe uma carência de informações sobre comportamento de fibra de aramida, que também é uma das fibras formadoras dos compósitos usados na construção civil.

De forma a colaborar com o entendimento do processo de fadiga em estruturas de concreto armado reforçadas com PRF, o presente trabalho investigou experimentalmente o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com polímeros reforçados com fibra de aramida (PRFA) submetidas a dois níveis de

amplitude de carregamento cíclico em comparação com vigas de controle não reforçadas.

2 Programa Experimental

A modelagem experimental do fenômeno de fadiga em vigas de concreto armado reforçadas com fibras de aramida foi feita através do monitoramento da tensão x número de ciclos até a falha. Em se tratando de vigas, escolheu-se o teste de flexão a quatro pontos para representar a fadiga, pois este método de ensaio permite reproduzir adequadamente os carregamentos atuantes em tabuleiros de pontes.

2.1 Descrição dos protótipos

Os protótipos ensaiados constituíram-se de vigas de seção transversal de 15cm x 30cm, com comprimento de 3m, dimensionadas no domínio 2 de deformações, admitindo que não ocorreria a ruptura por esmagamento do concreto e que se atingiria o máximo de alongamento permitido para a armadura até o seu escoamento.

Este processo de dimensionamento resultou na utilização de duas barras de 12,5mm de diâmetro como armadura longitudinal inferior, o que corresponde a uma taxa de armadura $\rho=0,0056$. Já a armadura longitudinal superior foi formada por duas barras de aço com 6,3mm de diâmetro. Para garantir adequada resistência ao cisalhamento, gerado pelo incremento de momento fletor e esforço cortante nas vigas reforçadas, a armadura transversal foi formada por estribos de 6,3mm de diâmetro, espaçados uniformemente em 70mm. O cobrimento adotado foi de 15mm. Na Figura 1 apresenta-se o detalhamento da armadura dessas vigas.

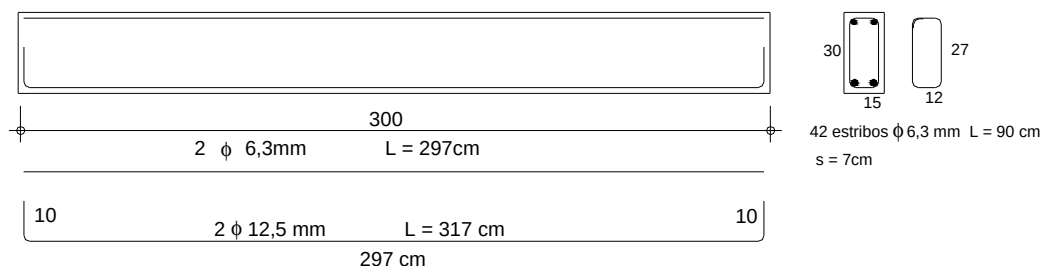


Figura 1 - detalhamento da armadura das vigas ensaiadas

As armaduras foram construídas no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS, com vergalhões do tipo CA-50 produzidos pela Gerdau. As tensões de escoamento e de ruptura foram obtidas através de ensaios de tração, conforme recomendação da NBR 6152⁽¹⁴⁾. Para as barras de 12,5mm de diâmetro as tensões determinadas foram de 578MPa no escoamento e 806MPa na ruptura. Já para as barras de 6,3mm, as tensões foram de 508MPa e 713MPa, respectivamente.

Depois de prontas, as armaduras foram levadas para uma empresa de pré-moldados (PREMOLD), que ficou responsável pela montagem das fôrmas, colocação da armadura e concretagem das vigas. A resistência à compressão do concreto foi controlada aos 7 e 28 dias, pela ruptura de 3 corpos-de-prova em cada

idade. Aos 28 dias foram ensaiados, ainda, outros três corpos-de-prova, para determinação do módulo de elasticidade. Os valores médios de resistência à compressão e de módulo de elasticidade aos 28 dias foram de 41,4MPa e 37,6GPa, respectivamente. Os ensaios para determinação destas propriedades seguiram as recomendações das normas NBR 5739⁽¹⁵⁾ e NBR 8522⁽¹⁶⁾.

No total foram confeccionadas 6 vigas, sendo duas ensaiadas estaticamente e as quatro restantes sob carregamento cíclico. Estudou-se o sistema de reforço com fibra de aramida, sendo efetuada uma comparação com as vigas de controle não reforçadas.

2.1.1 Sistema de reforço

O sistema de reforço com fibra de aramida desenvolvido no LEME. A fibra de aramida utilizada é composta de reforço unidirecional de fibra de aramida do tipo AK-60, produzido pela DuPont. Para a criação da matriz do compósito uma formulação de base epóxi bi-componente teve que ser selecionada. Devido ao fato de o reforço de aramida ser muito denso foi necessário adotar uma formulação de viscosidade mais baixa, que garantisse um bom envolvimento das fibras. As principais propriedades da fibra e da resina utilizada são mostradas na Tabela 1.

Tabela 1 – Propriedades da fibra e resina utilizadas.

Aramida (AK 60)	
Resistência à tração (MPa)	2.173,5
Espessura (mm)	0,286
Módulo de elasticidade (MPa)	124.200
Peso por área (kg/m ²)	0,45
Deformação última (%)	2,3
Largura (mm)	300
Formulação Epóxi (Araldite LY 1564 e Aradur 955)	
Resistência à tração (MPa)	106
Deformação última (%)	6,5 – 7,5
Módulo de elasticidade (MPa)	2600 – 2800

O dimensionamento do reforço foi realizado de acordo com o guia de dimensionamento do ACI 440.2R⁽⁶⁾ e com o *Design Guide Line for S&P FRP Systems* ^[17], procedimento baseado no *Eurocode 2* e no documento *German General Approval*. O reforço foi executado na face inferior das vigas, com largura equivalente à largura da seção transversal da viga, ou seja, 150mm.

Embora a verificação da resistência ao cisalhamento das vigas reforçadas, de acordo com as formulações do ACI 440.2R⁽⁶⁾, não indicasse a necessidade de ancoragem adicional, utilizou-se em todas as vigas reforço mínimo como recomendado pelo guia de dimensionamento da S&P⁽¹⁷⁾. Este reforço mínimo ao cisalhamento constitui-se de 8 laços de 50mm de largura executados em forma de “U” com a mesma fibra utilizada no reforço à flexão, posicionados a partir das extremidades e espaçados em 240mm. Detalhes do esquema de reforço estão mostrados na Figura 2.

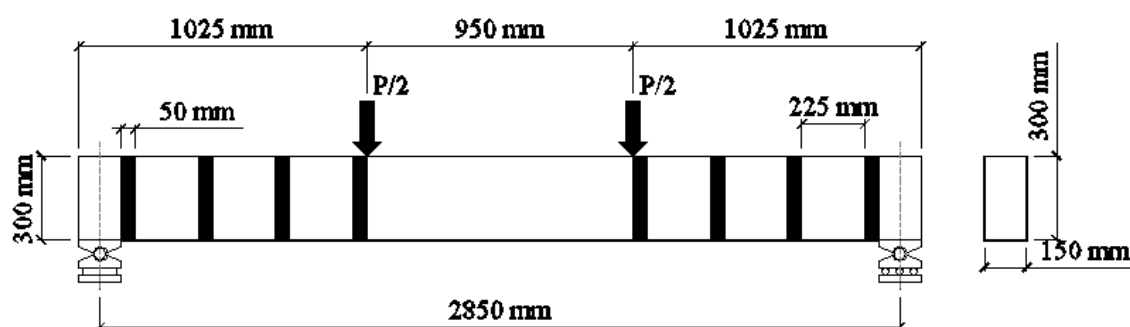


Figura 2 – Configuração do reforço utilizado nas vigas

Considerando um incremento da ordem de 25%, o dimensionamento do reforço indicou a utilização de 1 camada de fibra de aramida, disposta na face inferior tracionada e nos laços de ancoragem adicional.

2.1.2 Definição do carregamento cíclico

As cargas máximas na viga de controle foram definidas de modo a provocar tensões na armadura entre 65% e 80% da tensão de escoamento do aço. A mesma carga mínima foi mantida em todas as vigas, calculada para provocar uma tensão na armadura de 20% da tensão de escoamento.

As tensões provocadas na armadura pelo carregamento aplicado durante o ensaio de fadiga, tanto nas vigas reforçadas como nas não reforçadas, foram calculadas utilizando as equações de equilíbrio e de compatibilidade de deformação da seção transversal. A contribuição do compósito é considerada como sendo similar à do aço, o que permite adotar as hipóteses básicas da teoria da flexão. Foi admitido que: (i) existe aderência perfeita entre o PRF e o concreto até a ruptura e (ii) o comportamento do PRF é linear-elástico até a ruptura.

No primeiro ciclo de carregamento, as tensões provocadas pelas cargas máxima e mínima na armadura, para as vigas testadas à fadiga, estão mostradas na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores de carga aplicada e tensões na armadura e no PRF nas vigas testadas à fadiga.

Protótipo	$P_{\min}$ (kN)	$P_{\max}$ (kN)	$\sigma_{s, \max}$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{f, \max}$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)
VT.F_1	16	64	468,27	351,20	-	-
VT.F_2	16	54	395,11	278,04	-	-
VRA.F_1	16	64	464,39	348,30	278,87	209,16
VRA.F_2	16	54	391,83	275,74	253,30	165,58

Nota: VT.F é a notação usada para a viga de controle, sem reforço, ensaiada à fadiga e VRA.F indicam as amostras reforçadas com PRFA, também testadas à fadiga; enquanto que os algarismos 1 e 2 representam a condição de carregamento das amostras.

2.2 Descrição dos ensaios

Os ensaios estáticos e cíclicos das vigas foram realizados no Laboratório de Metalurgia Física da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, com emprego de um pórtico de reação equipado com um atuador servo-hidráulico com capacidade de 100kN e controlado por um equipamento chamado *Flex Test* da MTS (ver Figura 3).

As vigas foram ensaiadas à flexão simples, com as cargas sendo aplicadas nos terços médios do vão livre.

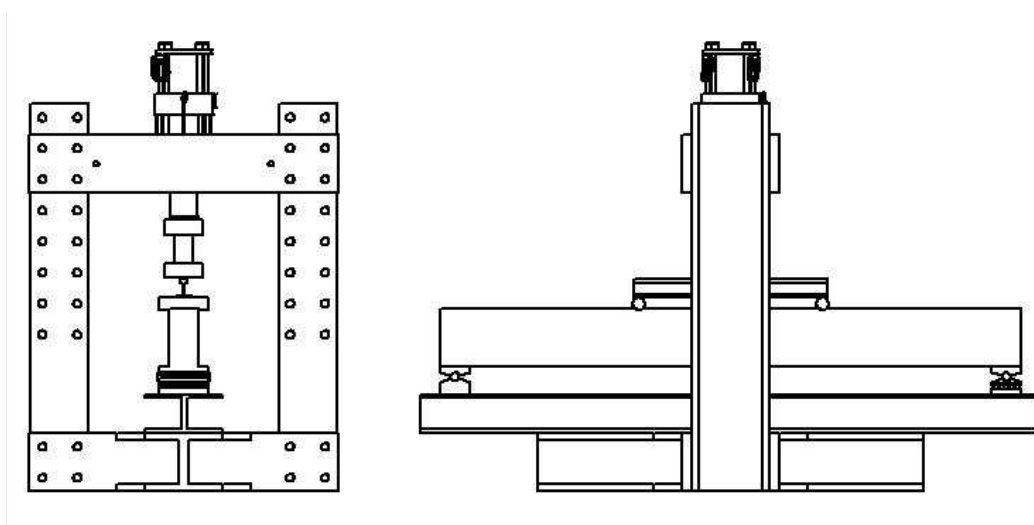


Figura 3 – Esquema de ensaio

Os ensaios estáticos foram conduzidos com controle de deslocamento. A taxa de aplicação da carga foi de 2mm/min. A cada incremento de 20kN de carga o ensaio era interrompido e procedia-se à demarcação e medição da abertura das fissuras existentes.

Antes do ensaio de fadiga, as vigas foram submetidas a uma carga estática correspondente ao valor máximo do ciclo de carga definido para cada protótipo. Neste momento realizava-se a primeira demarcação e medição das fissuras. A carga era então aliviada, para aproximadamente 50% do valor máximo, e em seguida iniciava-se o ensaio de fadiga. As cargas foram aplicadas com variação senoidal, a uma frequência de 4Hz, até que ocorresse a ruptura da viga.

Durante os ensaios estáticos e cíclicos, foram feitas medições de deslocamento e deformações no meio do vão. O deslocamento foi medido através de um LVDT (*Linear Variation Displacement Transducer*) posicionado no meio do vão, sobre uma haste metálica presa à viga. As deformações foram medidas com *strain gauges* colados na armadura longitudinal inferior, na superfície de concreto e no PRF.

Os dados de deformação, deslocamento e carga foram monitorados através do sistema de aquisição de dados *Spider 8* da HBM.

3 Apresentação e Análise dos Resultados

3.1 Comportamento sob carga estática

O comportamento estático foi analisado através da curva carga x deslocamento. A Tabela 3 mostra os valores de carga última e modos de ruptura observados experimentalmente. Nela encontram-se também os valores teóricos de capacidade de carga, obtidos pelos processos de dimensionamento do ACI 440.2R⁽⁶⁾ e do S&P *FRP Systems*⁽¹⁷⁾.

Tabela 3 – Cargas últimas experimentais e teóricas e modo de ruptura para as vigas ensaiadas estaticamente.

Viga	Carga de ruptura (kN)		P_{exp}/P_{teor}	Modo de ruptura
	Teórica	Experimental		
VT.E	80,88	103,16	1,27	Escoamento do aço seguido por esmagamento do concreto
VRA.E	102,13	134,50	1,32	Descolamento e fendilhamento do compósito na região entre os laços de ancoragem adicional

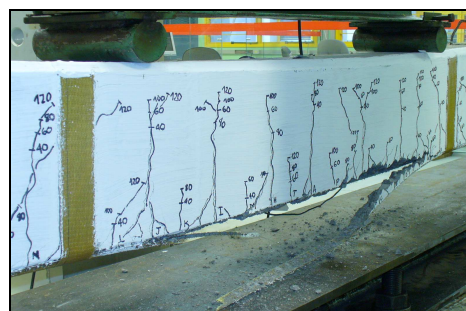
Nota: VT.E e VRA.E é a notação usada para as vigas de controle e reforçada com PRFA ensaiadas estaticamente, respectivamente.

A relação entre as cargas obtidas experimentalmente e pelo processo de dimensionamento indica que as estimativas teóricas tendem a subestimar consideravelmente o desempenho do reforço. Na viga VRA.E a carga última experimental superou em 32% a teórica.

A viga VRA.E, reforçada com uma camada de fibra de aramida, rompeu por descolamento e fendilhamento do reforço na região entre os laços de ancoragem adicional (ver figura 4), enquanto que a viga testemunho (VT.E) chegou ao estado limite último por deformação excessiva da armadura (ver figura 5).



(a)

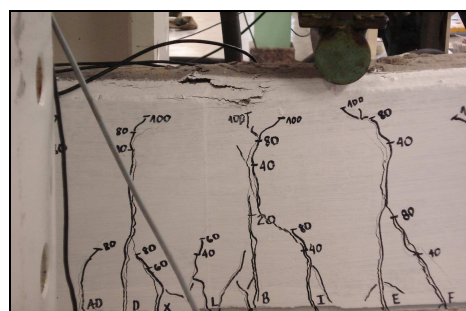


(b)

Figura 4: (a) viga VRA.E momentos antes do colapso; (b) detalhe do descolamento e fendilhamento do PRFA



(a)



(b)

Figura 5: (a) viga testemunho momentos antes do colapso; (b) detalhe do esmagamento do concreto

A viga VRA.E rompeu por descolamento do compósito, iniciado a partir da borda de uma fissura de flexão. Além de descolar, o compósito fendilhou-se na região central

entre os laços de ancoragem (ver Figura 4(b)). O compósito (PRFA) descolou, carregando consigo uma fina camada de concreto. Isso indica a boa aderência entre o compósito e o substrato de concreto. Vale destacar a importante contribuição dos laços de ancoragem na prevenção do descolamento total do compósito. Os resultados obtidos mostraram que a ancoragem permaneceu intacta até que fosse alcançada a carga última teórica das vigas, o que possibilitou um melhor desempenho do reforço, refletido nos valores da capacidade resistente determinados experimentalmente. Observou-se, ainda, que os laços mais solicitados estavam mais próximos aos pontos de aplicação da carga, uma vez que foram os primeiros a serem mobilizados.

A Figura 6 mostra a relação carga x deslocamento da viga reforçada, em comparação com a viga testemunho.

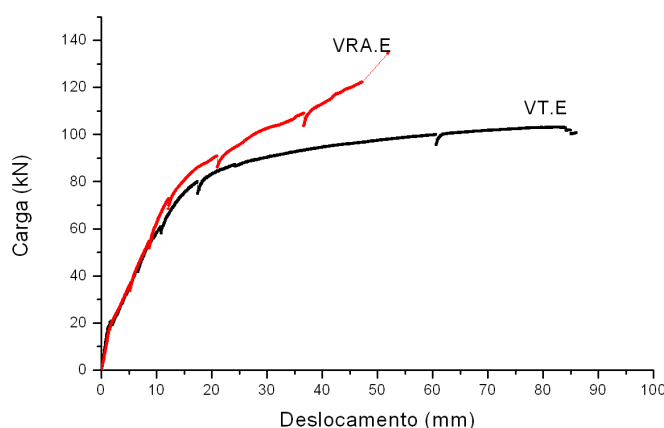


Figura 6 – Relação carga x deslocamento para as vigas ensaiadas estaticamente

De forma a possibilitar uma melhor comparação entre o sistema de reforço e a viga de controle, as cargas experimentais foram normalizadas. Esta normalização foi feita dividindo-se o valor da carga última experimental por um coeficiente de rigidez, definido como a relação entre a rigidez total do reforço (armadura + compósito) e a da armadura.

Até a ocorrência da fissuração do concreto as duas vigas se comportaram da mesma maneira. Após esta fase, o reforço começou a entrar em ação, demonstrando assim que a viga reforçada tende a ser mais rígida do que a viga testemunho VT.E.

3.2 Comportamento sob carga cíclica

O efeito do carregamento cíclico no desempenho da viga reforçada com PRFA foi avaliado pelo monitoramento do comportamento carga x deslocamento e pelo desenvolvimento das fissuras e deformações com o aumento no número de ciclos. O acúmulo e o surgimento de fissuras durante os testes foram vistos como uma medida de dano devido à carga cíclica. A resposta carga x deslocamento das vigas reforçadas, durante a aplicação do carregamento cíclico, foi comparada com o comportamento de vigas não reforçadas submetidas a cargas cíclicas de mesma amplitude. Neste artigo não será apresentada a análise dos dados de deformação. A análise completa dos dados encontra-se em Meneghetti⁽¹⁸⁾.

3.2.1 Vida útil e modo de falha à fadiga

A Tabela 4 mostra os resultados relativos referentes à vida útil à fadiga obtida para as vigas, testadas com duas amplitudes de carregamento diferentes. Em todas as vigas manteve-se o mesmo nível de carregamento mínimo de 16kN, que conferiu às estruturas uma tensão na armadura em torno de 20% da tensão nominal de escoamento.

Tabela 4 – Resumo dos resultados e parâmetros de fadiga das vigas ensaiadas.

Viga	P _{máx} (kN)	Tensão máxima no aço (MPa)	Variação de tensão no aço (MPa)	Número de ciclos	Aumento da vida à fadiga*	Modo de ruptura
VT.F_1	64	468,27	351,20	129.952	-	Fratura das barras de aço
VRA.F_1	64	464,39	348,30	243.000	1,87	Fratura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
VT.F_2	54	395,11	278,04	270.629	-	Fratura das barras de aço
VRA.F_2	54	391,83	275,74	665.609	2,46	Fratura das barras de aço seguida por descolamento do PRF

*Relação entre número de ciclos da viga reforçada e testemunho ensaiadas com a mesma amplitude de carga.

Nas vigas reforçadas, o elevado número de ciclos registrado no momento da ruptura demonstra a eficiência do reforço no aumento da vida à fadiga. Para um nível de variação de tensões no aço de cerca de 350MPa, obteve-se um aumento na vida útil à fadiga na viga VRA.F_1 de cerca de 1,8 vezes o número de ciclos obtidos na viga VT.F_1.

Analisando as vigas ensaiadas com variação de tensão no aço de cerca de 270MPa, verifica-se que o desempenho da viga reforçada VRA.F_2 é 142% superior em relação a vida útil à fadiga, em comparação com a viga VT.F_2.

De acordo com o comportamento exibido pelas vigas reforçadas, é inegável a contribuição do reforço no aumento da vida útil à fadiga dessas estruturas. O desempenho superior das vigas reforçadas pode ser atribuído, principalmente, à redução da tensão na armadura, provocada pela presença do reforço. Nas vigas reforçadas, o primeiro modo de falha foi a fratura das barras de aço. O descolamento do reforço apresenta-se como um mecanismo de falha secundário, que ocorre após a fadiga das barras de aço. Após a ruptura das barras de aço, o PRF aderido ao substrato de concreto descola-se, com a ruptura acontecendo na interface concreto-PRF. O descolamento iniciou-se sempre na região adjacente a uma fissura de flexão, que se destacava em termos de extensão e abertura, confirmando as hipóteses de que a presença das fissuras provoca concentrações de tensões e pode acarretar rupturas prematuras. No caso das falhas por fadiga, no ponto onde ocorre a fratura da armadura vai se formar uma fissura de grande abertura, e o processo de descolamento do PRF tende a se iniciar neste ponto.

O descolamento do compósito iniciava-se na interface concreto-PRF. À medida que os ciclos iam sendo aplicados, o descolamento avançava para as extremidades do

reforço até o ponto em que o compósito descolava totalmente, de forma brusca, levando aderida uma fina camada de concreto.

A Figura 7(a) mostra a viga VRA.F_1 após o colapso por descolamento e ruptura do PRFA. Na Figura 7(b) pode-se observar uma foto do PRFA que descolou da face inferior da viga, carregando consigo uma fina camada de concreto aderida.



Figura 7- (a) viga VRA.F_1 após o colapso; (b) detalhe da fina camada de concreto aderida ao PRFA.

3.2.2 Evolução do processo de fissuração

Como medida de dano complementar monitorou-se a evolução da abertura das fissuras com a aplicação do carregamento cíclico. As primeiras fissuras foram marcadas com a aplicação do carregamento monotônico equivalente à carga máxima de fadiga para cada nível testado. Após a aplicação desta carga, marcavam-se as fissuras e procedia-se à leitura da sua abertura. Este era considerado como sendo o ciclo zero de carregamento, a partir do qual se iniciavam os testes com carga cíclica.

Foram colhidas leituras de abertura de fissuras após 50.000, 100.000, 200.000, 300.00 e 500.000 ciclos. A evolução na abertura e desenvolvimento das fissuras para as vigas ensaiadas em função do número de ciclos de carga é mostrada nas Figuras 8 a 11. Não foi possível medir a abertura das fissuras após o colapso, uma vez que o concreto apresentava-se totalmente seccionado na região onde houve a fratura das barras de aço.

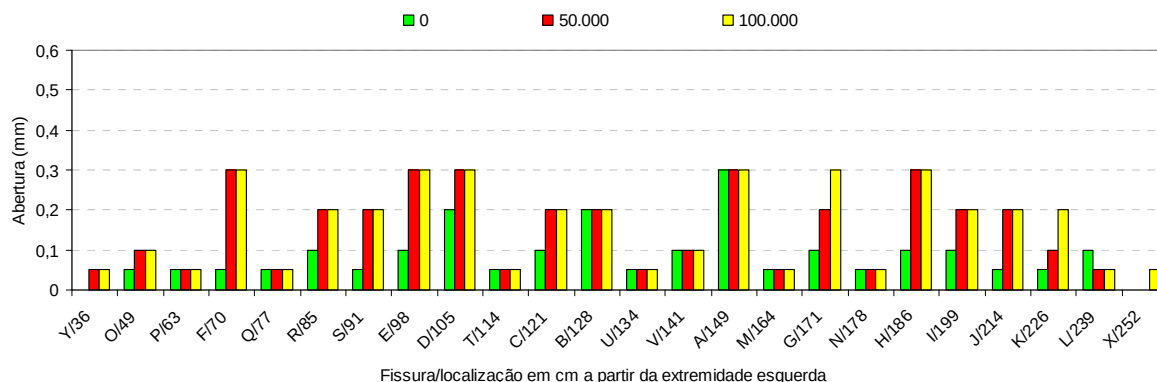


Figura 8 - evolução das fissuras na viga VT.F_1.

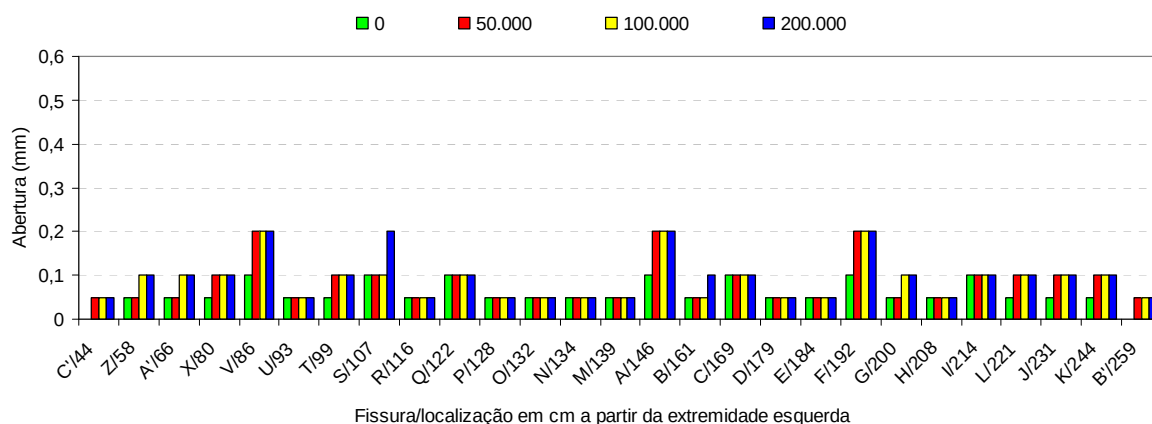


Figura 9 - evolução das fissuras na viga VT.F_2.

As primeiras fissuras se manifestaram durante a aplicação da carga máxima sob condição estática. Nos primeiros 50.000 ciclos de carregamento surgiam novas fissuras, que se estabilizavam a partir dos 100.000 ciclos e permaneciam estáveis até instantes antes da ruptura.

Mesmo apresentando um maior número de fissuras para o nível de carga mais baixo do que VT.F_1, a viga VT.F_2 chegou aos 200.000 ciclos com abertura máxima de 0,2mm. Com 100.000 ciclos a viga VT.F_1 apresentava 0,3mm de abertura. Estes valores de abertura são equivalentes aos medidos na viga testemunho, com nível de carga estática de 40kN e 60kN, o que indica que o comportamento das vigas testemunho sob fadiga, com 100.000 ciclos em VT.F_1 e 200.000 ciclos em VT.F_2, é praticamente o mesmo apresentado pela VT.E. As fissuras que se destacaram em abertura e extensão e conduziram à ruptura por fadiga nas vigas VT.F_1 e VT.F_2 foram as marcadas como “A” e “S”, respectivamente.

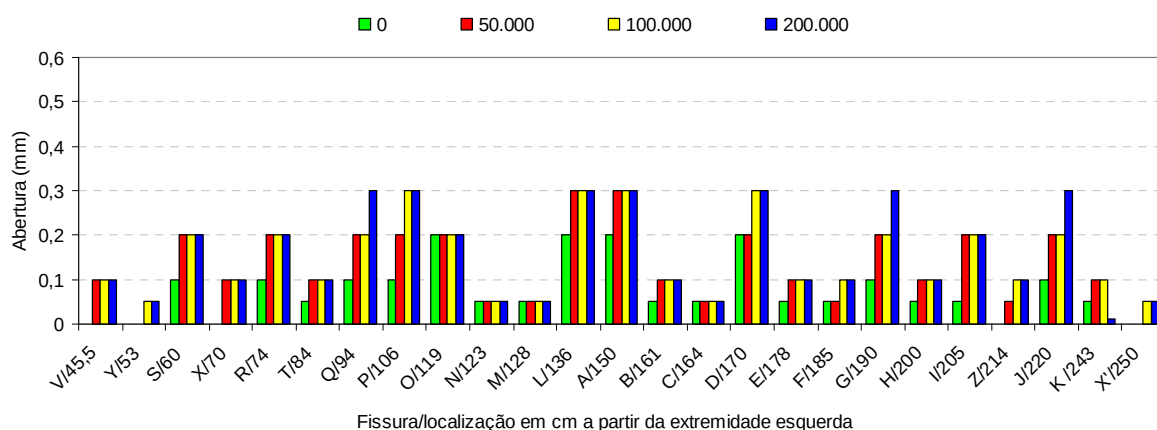


Figura 10 - evolução das fissuras na viga VRA.F_1.

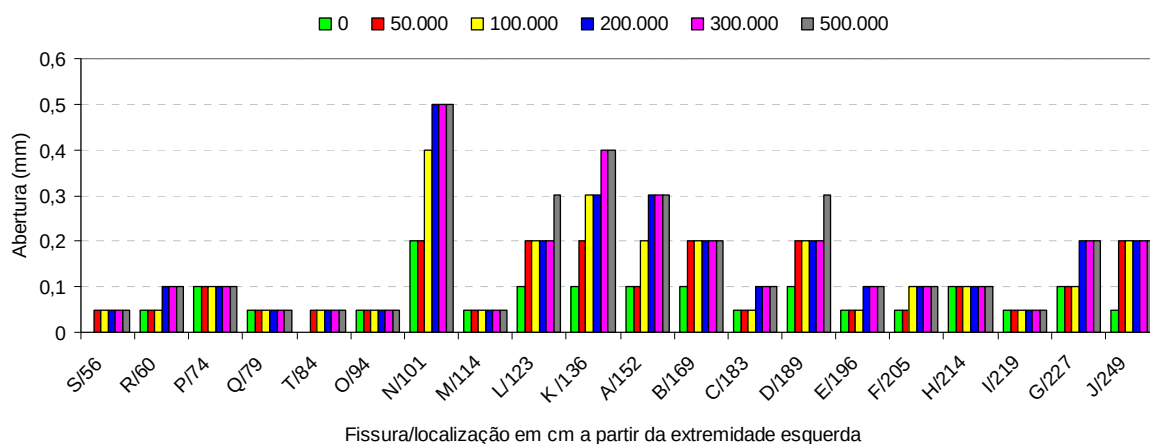


Figura 11 - evolução das fissuras na viga VRA.F_2.

A viga VRA.F_2 apresentou vida útil à fadiga 273% superior à VRA.F_1. Após 100.000 ciclos a fissura “N” já apresentava abertura de 0,4mm. A fadiga ocorreu a partir dessa fissura, que com 500.000 ciclos estava estabilizada em 0,5mm.

Na VRA.F_1 registrou-se um maior número de fissuras, que alcançaram uma abertura de 0,3mm após 200.000 ciclos. A ruptura final dessa viga ocorreu na zona da fissura “D”.

3.2.3 Resposta deslocamento x número de ciclos

As mudanças na curva de variação de deslocamentos registradas ao longo dos ciclos de carregamento nos testes de fadiga das vigas estão mostradas na Figura 8. As vigas apresentaram o modelo clássico de comportamento, com rápido aumento nos deslocamentos para baixos números de ciclos, seguido por um patamar constante que permaneceu até momentos antes da ruptura. Antes da ruptura os deslocamentos voltaram a subir rapidamente, indicando que a falha estava próxima.

Nas vigas que romperam com mais de 200.000 ciclos verifica-se um aumento gradual nos deslocamentos quando o final da vida útil à fadiga se aproxima. Nessas vigas observou-se que as barras de aço apresentaram uma área maior com marcas de fadiga quando comparadas com as armaduras fraturadas da viga VT.F_1. Este fato explica o avanço gradativo nos deslocamentos das vigas que apresentaram vida à fadiga superior a 200.000 ciclos. A viga VT.F_1, que sofreu fratura por fadiga com aproximadamente 129.000 ciclos, não mostrou este aumento gradual nos deslocamentos, tornando difícil a detecção da proximidade da ruptura.

Isto indica que o monitoramento da evolução das fissuras para controle da possibilidade de ruptura de estruturas reforçadas deterioradas, como se faz em algumas estruturas metálicas, pode não ser viável, pois as fissuras no concreto se mostram estáveis até logo antes da ruptura. O controle do padrão completo de fissuração, com dados sobre extensão e abertura, todavia, pode ser um dado interessante.



Figura 12: deslocamento x número de ciclos para as vigas ensaiadas à fadiga.

3.3 Verificação do limite de resistência à fadiga

O guia de dimensionamento do ACI⁽⁶⁾ recomenda a verificação do comportamento à fadiga de elementos de concreto armado reforçados com PRF através da limitação da tensão cíclica no compósito, a um valor de $0,55 f_{fu}$, sendo f_{fu} a tensão última do PRF. As tensões máximas no PRF obtidas experimentalmente e calculadas analiticamente desta forma para as vigas em estudo estão mostradas na Tabela 5. Cabe salientar que os valores das tensões máximas experimentais foram calculados como sendo a deformação medida no PRF durante os ensaios de fadiga, multiplicada pelo módulo de elasticidade médio do compósito obtido em outras pesquisas dos autores. Para o cálculo analítico das tensões máximas foram utilizadas as especificações dadas pelos fornecedores das fibras.

Tabela 5 – Tensão máxima no PRFV para as vigas ensaiadas. ¹¹				
Viga	Experimental		Teórica	
	$\sigma_f \text{ max (MPa)}$	$\sigma_f \text{ max}/f_{fu}$	$\sigma_f \text{ max (MPa)}$	$\sigma_f \text{ max}/f_{fu}$
VRA.F_1	199,45	0,47	278,87	0,12
VRA.F_2	145,34	0,35	235,29	0,10

Analisando a Tabela 5 verifica-se que relação entre a tensão máxima e a tensão última mostrou-se, em todos os casos, inferior ao valor limite recomendado pelo ACI 440.2R⁽⁶⁾. É importante notar, todavia, que as vigas analisadas na Tabela 5 apresentaram ruptura por fadiga da armadura, seguida por descolamento do compósito, para um número de ciclos de carregamento entre 243.000 e 665.000 ciclos. Esta constatação leva à conclusão de que a simples utilização do limite estabelecido pelo comitê 440 do ACI não é eficiente para prevenir a falha por fadiga, se não forem limitadas as tensões na armadura original.

4 Considerações Finais

Os testes com as vigas reforçadas com PRFA comprovaram a eficiência do reforço no aumento da vida útil à fadiga. Parte desse acréscimo deve-se à redução na tensão da armadura, devido à contribuição do reforço nas forças resistentes e, além

disso, ao fato de que a presença do reforço parece retardar a falha, colaborando para estender a vida útil à fadiga.

O aumento médio na vida útil à fadiga para as vigas reforçadas PRFA ensaiadas no nível de carga mais alto foi superior a 70%, em comparação com a viga testemunho VT.F.

Sob ação do carregamento cíclico, observou-se durante os ensaios que o processo de ruptura por fadiga das vigas reforçadas ocorreu primeiramente por fratura de uma ou mais barras da armadura num ponto próximo a uma fissura de flexão que se destacou em extensão e largura. Foi neste ponto também que se iniciou o processo de descolamento interfacial do compósito. À medida que os ciclos iam sendo aplicados, o descolamento avançava rapidamente para as extremidades, fazendo com que o compósito passasse a levar consigo uma fina camada de concreto, até o momento em que ocorria o colapso da estrutura. Esse tipo de ruptura foi verificado nos casos em que a variação de tensão na armadura durante os ciclos de carregamento foi superior a 200MPa.

Considerando que o guia de dimensionamento do Comitê 440 do ACI (ACI 440.2R, 2002) recomenda a verificação do comportamento à fadiga de elementos de concreto armado reforçados externamente com compósitos através da limitação da tensão cíclica em $0,55f_{fu}$, realizou-se uma comparação deste valor com as tensões experimentais impostas no PRF pelo carregamento cíclico aplicado. A relação entre a tensão máxima e a tensão última mostrou-se nos dois casos inferior ao valor limite recomendado. É importante notar que essas vigas analisadas apresentaram ruptura por fadiga da armadura, seguida por descolamento do PRF, com tensão máxima no compósito na faixa de 35% a 47%. Isso indica que o uso do critério do ACI, sem consideração do valor das tensões na armadura, pode levar a uma falsa sensação de segurança à fadiga.

5 Agradecimentos

Os autores agradecem a Capes e o CNPq pelo financiamento da pesquisa e aos pesquisadores do LAMEF pelo auxílio no desenvolvimento dos ensaios de fadiga.

6 Referências

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 215R-2**: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loads, Michigan, 1997.
2. SALEKEEN, S., JONES, D.L. Fatigue response of thick section fiberglass/epoxy composites. **Composites Structures**. 79, 2007, pp. 119-124.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. 2003, 170 pp.
4. COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **Bulletin 188**: Fatigue of concrete structures: state of the art report. Lausanne, 1983, 288 pp.
5. MALLET, G. **Fatigue of reinforced concrete: state of the art review 2**. Londres: HMSO, 1991, 163 pp.
6. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R**: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, Michigan, 2002.

7. BARNES, R.A., MAYS, G.C. Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 3, Nº 2, 1999, pp. 63-72.
8. SHAHAWY, M., BEITELMAN, T. Static and fatigue performance of RC beams strengthened with CFRP laminates. **Journal of Structural Engineering**. Vol. 125, Nº 6, 1999, pp. 613-621.
9. MEIER, U. Composite materials in bridge repair. **Applied Composite Materials** 7, 2000, pp. 75-94.
10. PAPAKONSTANTINOU, C.G., PETROU, M.F., HARRIES, K.A. Fatigue behavior of RC beams strengthened with GFRP sheets. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 5, Nº 4, 2001, pp. 246-253.
11. HEFFERNAN, P.J., ERKI, M.A. Fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced plastic laminates. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 8, Nº 2, 2004, pp. 132-140.
12. TOUTANJI, H., ZHAO, L., DENG, Y., ZHANG, Y., BALAGURU, P. Cyclic behavior of RC beams strengthened with carbon fiber sheets bonded by inorganic matrix. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Vol. 18, Nº 1, 2006, pp. 28-35.
13. WANG, Y.C., LEE, M.G., CHEN, B.C. Experimental study of FRP-strengthened RC bridge girders subjected to fatigue loading. **Composites Structures**. 2007, Vol. 81, Nº 4, pp 491-498.
14. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6152**: Materiais metálicos – determinação das propriedades mecânicas à tração – método de ensaio. 2002.
15. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 5739**: Concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. 2006.
16. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 8522**: Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. 2003.
17. S&P Clever Reinforcement Company (S&P). **Design Guide Line for S&P FRF Systems**, Brunnen, CH, 2006.
18. MENEGHETTI, L.C. **Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007, 271 pp.