



**Felipe Rodrigues de Souza**

**Concreto reforçado com fibras de PVA aplicado a pavimentos aeroportuários: propriedades mecânicas e dimensionamento**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Flávio de Andrade Silva

Coorientador: Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso

Rio de Janeiro,

Agosto de 2021



**Felipe Rodrigues de Souza**

**Concreto reforçado com fibras de PVA aplicado a pavimentos aeroportuários: propriedades mecânicas e dimensionamento**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

**Prof. Flávio de Andrade Silva**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

**Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso**

Coorientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

**Prof. Luiz Carlos Wrobel**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

**Prof. Dimas Alan Strauss Rambo**

Universidade São Judas Tadeu

Rio de Janeiro, 9 de agosto de 2021.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial deste trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

### **Felipe Rodrigues de Souza**

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Juiz de Fora – UFJF – em 2009. Principais áreas de interesse: Estruturas de Concreto, materiais não convencionais, materiais compósitos.

### **Ficha Catalográfica**

Souza, Felipe Rodrigues

Concreto reforçado com fibras de PVA aplicado a pavimentos aeroportuários: propriedades mecânicas e dimensionamento / Felipe Rodrigues de Souza; orientador: Flávio de Andrade Silva; coorientador: Daniel Carlos Taissum Cardoso – 2021.

121 f.: il. Color.; 30cm.

Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2021.

Inclui bibliografia.

1. Engenharia Civil e Ambiental – Teses. 2. Concreto reforçado com fibras. 3. Lajes sobre apoio elástico. 4. Dimensionamento. 5. PVA. I. Silva, Flávio de Andrade. II. Cardoso, Daniel Carlos Taissum. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

## Agradecimentos

Agradeço à minha mãe Rita e aos meus avós Antônio e Yolanda pela base sólida sem a qual eu não caminharia até aqui. À minha esposa Juliana de Freitas pelo apoio incondicional durante os incontáveis anos e pela parceria desde os melhores momentos e experiências às mais difíceis e complexas de toda a jornada. A minha irmã Camila Rodrigues pela amizade e caminhar comigo desde sempre e ao meu cunhado Flávio Freitas por trazerem ao mundo minha sobrinha Helena.

Aos meus sogros Rosane de Freitas e Paulo Kapps por todo carinho dedicado a mim, ao meu tio Jorge de Freitas pelo suporte, meu muito obrigado.

Ao meu orientador, Flávio de Andrade Silva, por ter aceitado minhas ideias e me orientado desde o início do curso, por todo esclarecimento e direcionamento, pelo incentivo, pela confiança e por todas as ideias que sempre me desafiaram a querer mais. Ao meu coorientador Daniel Carlos Taissum Cardoso, que sempre trouxe conhecimentos além do esperado, ampliando minha visão sobre os temas discutidos.

Ao meu grande amigo que o mestrado me trouxe e que, desde o dia 1, se tornou um companheiro, Victor Nogueira Lima, que me mostrou e me mostra diariamente os caminhos da academia, o “como” e os “porquês” do desenvolvimento da pesquisa. Pelos finais de semana na correria entre um projeto e outro, um laboratório e outro, nos dividindo para produzir mil resultados ao mesmo tempo, minha imensurável gratidão pelos ensinamentos incalculáveis.

À minha amiga, parceira de ideias, de graduação, de mestrado, e de tantas outras coisas que vêm pela frente, Isabel Almeida que, sempre que nos esbarramos, tem muito a acrescentar no meu desenvolvimento pessoal, profissional, mental e espiritual. Se não fosse você, eu nem teria pensado em estar aqui. Sempre, obrigado.

Aos meus amigos que comigo dividiram as salas online do mestrado, Thiago Fioravanti, Beatriz Magaldi, Rennan Liberato e Vitor Carvalho, compartilhando comigo as angústias, adaptações e vitórias nas aulas em meio a pandemia, tentando nos apoiar o máximo possível, sem deixar ninguém para trás.

À minha amiga Luiza Bergo por sempre trazer alegria, juventude e imaginação.

Aos amigos de perto e de longe, que ajudaram a me desligar um pouco do estresse quando as coisas ficavam complicadas, obrigado “guardiões” por todos nossos momentos online.

Aos Professores da PUC-Rio pelo compartilhamento de conhecimento e experiências. Ao Professor Sidnei Paciornik por, além de ser um grande profissional, ter uma humanidade diferenciada, obrigado pelas conversas, orientações, obrigado pela paciência.

Aos meus amigos do Laboratório de Estruturas e Materiais que foram fundamentais nessa jornada, Bruno Pires, Felipe Pinheiro, Fernanda Salgado, Filipe Sá, Igor Nogueira, Jessé Bezerra, João Marcelo, Kissila Goliath, Nábila Rezende Natália Victória, Vitor Monteiro e todos outros que, de alguma maneira, participaram desta caminhada.

Aos técnicos e profissionais do LEM-DEC, obrigado por todo o suporte durante tempos difíceis em meio à pandemia, Anderson, Bruno, Euclides, Jhanssen, José Nilson, Marques, Rogério, vocês foram e são essenciais.

Obrigado à Kuraray pelo fornecimento das fibras de PVA utilizadas e financiamento do projeto de pesquisa. Obrigado à LafargeHolcim pelo fornecimento do cimento CPV-ARI e a areia para este projeto. Obrigado à GCP Applied Technologies pelo fornecimento dos aditivos químicos e desmoldantes utilizados.

À CAPES e à PUC-Rio pelo suporte financeiro, sem o qual esta pesquisa não poderia ser realizada.

Por fim agradeço a todos os colegas, técnicos e profissionais da PUC-Rio que contribuíram de alguma maneira para a realização desta pesquisa.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

## Resumo

Rodrigues de Souza, Felipe; de Andrade Silva, Flávio (Orientador); Taissum Cardoso, Daniel Carlos (Coorientador). **Concreto reforçado com fibras de PVA aplicado a pavimentos aeroportuários: propriedades mecânicas e dimensionamento.** Rio de Janeiro, 2021. 121p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O presente trabalho tem como foco a caracterização do concreto reforçado com fibras de álcool polivinílico (CRFPVA) com diferentes frações volumétricas para utilização como pavimento aeroportuário. Para isso foram determinados os parâmetros como resistência residual e tenacidade dos compósitos através de ensaios de flexão em três pontos definidos pela norma EN 14651 para serem aplicados no dimensionamento de lajes apoiadas em base elástica, proposto pela TR-34 e comparar estes resultados ao dimensionamento e a ensaios do pavimento de concreto de cimento Portland convencional regulamentado pela *Federal Aviation Administration* (FAA), através da circular AC150/5320-6F. Também foram utilizadas fibras de polipropileno, que são amplamente empregadas na construção de pisos industriais, para comparação com os CRFPVA. Os CRF apresentaram comportamento *deflection softening* e, acréscimo de tensões pós fissuração e tenacidade com o aumento da fração volumétrica de fibras. Ensaio de flexão cíclicos foram realizados mostrando que para carregamentos de até 70% da carga de primeira fissura, para corpos de prova não fissurados ou, 70% da carga em  $CMOD_1$  para corpos de prova pré-fissurados, combinados com 100 mil ciclos, há pouco ou nenhum dano aparente para os CRF. Finalmente, os ensaios estruturais em lajes sobre apoio elástico apresentaram com a adição de fibras, ganhos de até 2,8 vezes no valor da carga de primeira fissura comparado ao concreto convencional, além de redução das deformações e da fissuração das lajes, mostrando o CRF como uma alternativa para a aplicação em pavimentos aeroportuários.

## Palavras-chave

Concreto reforçado com fibras; Lajes sobre apoio elástico; álcool polivinílico.

## Abstract

Rodrigues de Souza, Felipe; de Andrade Silva, Flávio (Advisor); Taissum Cardoso, Daniel Carlos (Co-advisor). **PVA fiber reinforced concrete applied to airport pavements: mechanical properties and design.** Rio de Janeiro, 2021. 121p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The present work focuses on the characterization of polyvinyl alcohol fiber reinforced concrete (PVA-FRC) with different volume content to be applied as airport pavement. The parameters that characterize the FRC were obtained through three point bending tests defined by EN 14651 and were applied in the slabs on ground design as proposed by TR-34. The results were compared to the design and tests of the plain Portland cement concrete pavement regulated by the Federal Aviation Administration (FAA) advisory circular AC150/5320-6F. Polypropylene fiber reinforced concrete (PP-FRC), which are widely used in industrial floor design and construction, were also tested for comparison. The FRC showed a deflection softening behavior improving the post-cracking strength and toughness values with the increase in the fiber content. Cyclic bending tests were performed with non-cracked and pre-cracked specimens with 70% of the first crack load and 70% of the  $CMOD_1$  load respectively for 100k cycles. These tests showed little or no damage to the FRC samples compared to the monotonic bending tests. Finally, the structural scale tests on slabs on ground showed that with the fiber addition, the value of the load at first crack is improved up to 2.8 times compared to the plain concrete slab and also reduced deflection and displacement are seen, indicating that the PVA-FRC, and also the PP-FRC are suitable to be used as airport pavement.

## Keywords

Fiber reinforced concrete; slabs on ground; polyvinyl alcohol

## Sumário

<b>1.</b>	<b>Introdução .....</b>	<b>18</b>
1.1.	Motivação .....	19
1.2.	Objetivos.....	20
1.3.	Organização do Trabalho.....	20
<b>2.</b>	<b>Revisão Bibliográfica .....</b>	<b>22</b>
2.1.	O conceito do Concreto Reforçado com Fibras.....	22
2.2.	Interface Fibra-Matriz .....	23
2.3.	Mecanismos pós-fissuração e de transferência de tensões .....	25
2.3.1.	Mecanismo de ponte para as fibras .....	26
2.3.2.	Mecanismo de ponte combinado entre fibras e agregados .....	29
2.4.	Comportamento Mecânico do CRF .....	31
2.4.1.	Propriedades de Compressão do CRF .....	31
2.4.2.	Propriedades de Tração do CRF .....	32
2.4.3.	Propriedades de Flexão do CRF .....	34
2.4.3.1.	Fadiga no CRF à Flexão .....	36
2.5.	Comportamento estrutural do CRF .....	38
2.5.1.	Lajes sobre apoio elástico.....	38
2.6.	Dimensionamento do CRF .....	41
2.6.1.	Dimensionamento de lajes sobre apoio elástico .....	47
2.7.	Dimensionamento de lajes de concreto simples sobre apoio elástico .....	50
<b>3.</b>	<b>Programa experimental, materiais e procedimentos .....</b>	<b>54</b>
3.1.	Introdução.....	54
3.2.	Programa Experimental .....	55
3.2.1.	Materiais e dosagens.....	56
3.2.2.	Procedimento da mistura .....	59
3.2.3.	Ensaio para a caracterização dos concretos .....	60
3.2.3.1.	Ensaio de abatimento de tronco de cone .....	60
3.2.3.2.	Comportamento mecânico sob compressão axial .....	63
3.2.3.3.	Comportamento mecânico sob flexão .....	66
3.2.4.	Ensaio de fadiga à flexão .....	68
3.2.5.	Ensaio para caracterização da base elástica .....	70
3.2.5.1.	Comportamento mecânico sob compressão axial .....	70
3.2.6.	Ensaio Estruturais .....	71
3.2.6.1.	Ensaio em lajes sobre apoio elástico .....	71



<b>4.</b>	<b>Resultados e Discussão .....</b>	<b>74</b>
4.1.	Comportamento mecânico sob flexão estática .....	74
4.2.	Comportamento mecânico sob flexão cíclica .....	77
4.3.	Ensaio Estruturais .....	89
<b>5.</b>	<b>Conclusões e trabalhos futuros .....</b>	<b>108</b>
5.1.	Conclusões .....	108
5.2.	Sugestões para trabalhos futuros .....	110
<b>6.</b>	<b>Referências .....</b>	<b>111</b>

## Lista de Figuras

Figura 2. 1 - Representação esquemática da Zona de Transição Interfacial (ITZ) (adaptada de [42]) .....	24
Figura 2. 2 - Esquema da Zona de Processo de Fratura (adaptada de [42]).....	25
Figura 2. 3 - Esquema do comportamento do arrancamento de fibras retas (adaptada de [47]) .....	26
Figura 2. 4 - Modo de falha para a ruptura das fibras (a) e para o arrancamento das fibras (b) (adaptada de [49]).....	27
Figura 2. 5 - Distribuição das tensões nas fibras no momento da fissuração e após a fissuração (adaptada de [32]) .....	27
Figura 2. 6 - Esquema do atrito local (snubbing effect) e detalhe do processo de fragmentação do concreto por ação da fibra (spalling) (adaptada de [42]).....	28
Figura 2. 7 - (a) Modelos de perda de adesão no arrancamento da fibra (adaptado de [51]) e (b) relações do processo de atrito-deslizamento (adaptado de [32,42]) .....	29
Figura 2. 8 - Mecanismo combinado entre pontes de fibras e agregados (adaptada de [42,54]) .....	30
Figura 2. 9 - Curvas Tensão-Deformação comparando concretos simples e reforçados com fibras (adaptado de [42]).....	32
Figura 2. 10 – Diagrama tensão-deformação para o concreto reforçado com fibras e seu comportamento à tração (adaptado de [8]).....	33
Figura 2. 11 - Esquema de distribuição de tensões e deslocamento da linha neutra com o aumento do carregamento e propagação da fissura (adaptado de [67])..	34
Figura 2. 12 - Relação entre a resposta à flexão e a resposta a tração do CRF (adaptado de [42]) .....	35
Figura 2. 13 - Esquema do ensaio de flexão em três pontos baseado na EN 14651 [10]. .....	42
Figura 2. 14 – Curva Carga-Abertura de fissura típica do ensaio de flexão em três pontos da norma EN 14651 [10]. .....	42
Figura 2. 15 - Modelos pós-fissuração simplificados - tensão-abertura de fissura (adaptada de [7,9]). .....	44

Figura 2. 16 - Modelo simplificado para o cálculo da tensão de tração ( $f_{Ftu}$ ) em relação à tensão de flexão residual $f_{R,3}$ (adaptada de [7,9]) .....	45
Figura 2. 17 Modelo simplificado adotado para calcular a tensão de tração ( $f_{Ftu}$ ) em relação à tensão residual de flexão $f_{R,1}$ e $f_{R,3}$ (adaptada de [7,9]) .....	46
Figura 2. 18 - (a) Resultados típicos de resistências para um ensaio de flexão em três pontos e (b) modelo constitutivo linear pós-fissuração (adaptado de [7]) ....	46
Figura 2. 19 - Diagramas de distribuição de tensões axiais e deformações da seção reforçada com fibras onde $h$ = altura da seção; $h_{ux}$ = posição da linha neutra e $T$ = força (adaptada de [6,9]).....	47
Figura 2. 20 - Distribuição esquemática dos momentos para carga pontual aplicada em laje sobre apoio elástico combinado com o raio de rigidez $L$ (adaptado de [6]). .....	49
Figura 2. 21 - Exemplo de CDF total gerado pela combinação de aeronaves e decolagens pela vida útil do pavimento (adaptado de [97]).....	52
Figura 2. 22 - Processo iterativo de cálculo da espessura do pavimento pelo FAARFIELD (adaptado de [98]) .....	53
Figura 3. 1 – Esquema do programa experimental e parâmetros obtidos em cada etapa .....	56
Figura 3. 2 - Curvas granulométricas dos agregados utilizados nos concretos ..	57
Figura 3. 3 - Aspecto físico das fibras de PVA utilizadas .....	58
Figura 3. 4 - Aspecto físico da fibra de polipropileno utilizada.....	58
Figura 3. 5 - Molde metálico, haste de compactação e placa base para o ensaio de abatimento do tronco de cone.....	61
Figura 3. 6 - Processo de aferição do abatimento de acordo com a NBR NM 67 [101] .....	62
Figura 3. 7 - Esquema do setup do ensaio de compressão axial .....	64
Figura 3. 8 - Curvas Tensão x Deformação médias dos ensaios de compressão realizados. ....	65
Figura 3. 9 - Esquema do setup do ensaio de flexão em três pontos para 500mm de vão.....	67
Figura 3. 10 - Resultado típico da curva tensão x abertura de fissura obtida com os resultados do ensaio de flexão em três pontos .....	68

Figura 3. 11 - Procedimento e resultado típico de ensaio de fadiga em amostras não-fissuradas .....	69
Figura 3. 12 - Procedimento e resultado típico de ensaios de fadiga em amostras pré-fissuradas .....	70
Figura 3. 13 - Esquema e setup do ensaio de caracterização a base elástica ...	71
Figura 3. 14 - Esquema do setup de ensaio de laje sobre apoio elástico com carregamento pontual centrado .....	72
Figura 3. 15 - Disposição das placas de XPS sob a laje para o ensaio .....	73
Figura 3. 16 - Setup do ensaio de lajes sobre apoio elástico .....	73
Figura 4. 1 - Resultados dos ensaios à flexão em três pontos .....	75
Figura 4. 2 - Ciclos de Histerese para os ensaios não fissurados com $F_{max}=0,5F_p$ .....	78
Figura 4. 3 – Comparação da variação na área dos ciclos de histerese.....	79
Figura 4. 4 - Propagação da abertura de fissura (CMOD) em relação aos ciclos de fadiga.....	79
Figura 4. 5 - Comparação de resistências à flexão monotônico (linha tracejada) e pós ciclos (linha sólida) para $F_{max}=50\%F_p$ .....	80
Figura 4. 6 - Ciclos de histerese para os ensaios não-fissurados com $F_{max}=0,7F_p$ .....	81
Figura 4. 7 - Comparação da variação nas áreas dos ciclos de histerese.....	82
Figura 4. 8 - Propagação da abertura de fissura (CMOD) em relação aos ciclos de fadiga.....	82
Figura 4. 9 – Comparação de resistências à flexão monotônico (linha tracejada) e pós ciclos (linha sólida) para $F_{max}=70\%F_p$ .....	83
Figura 4. 10 - Resultado dos ensaios de pré-fissuração (linha sólida) para a obtenção dos carregamentos máximo e mínimo para os ensaios cíclicos comparado ao resultado médio dos ensaios monotônicos (linha tracejada).....	85
Figura 4. 11 - Ciclos de histerese para as amostras pré-fissuradas .....	86
Figura 4. 12 - Variação das áreas dos ciclos de histerese através dos ciclos de carregamento .....	87

Figura 4. 13 - Variação da abertura de fissura (CMOD) através dos ciclos de carregamento .....	87
Figura 4. 14 - Curvas tensão-deformação apresentando as 3 etapas dos ensaios de fadiga à flexão para amostras pré-fissuradas.....	88
Figura 4. 15 - Resultados dos ensaios de caracterização da base elástica.....	89
Figura 4. 16 - Comparação do valor de k e espessura das lajes apresentadas na literatura e por este trabalho .....	90
Figura 4. 17 - Curva carga x deslocamento para a laje de referência .....	91
Figura 4. 18 - Padrão de fissuração da laje de referência REF-L01 .....	92
Figura 4. 19 - Deslocamentos registrados pelos LVDTs e gráfico tridimensional apresentando a deflexão da laje para diferentes níveis de carregamento.....	93
Figura 4. 20 - Curva carga x deslocamento para a laje de 125mm de espessura de RF4-10.....	94
Figura 4. 21 – Padrão de fissuração da laje de 12,5cm, RF4-10-L01 após descarregamento.....	95
Figura 4. 22 - Deslocamentos registrados pelos LVDTs e gráfico tridimensional apresentando a deflexão da laje de 125mm de RF4-10 para diferentes níveis de carregamento .....	96
Figura 4. 23 - Curva carga x deslocamento para a laje de 125mm de espessura de RF4-5.....	97
Figura 4. 24 – Padrão de fissuração da laje RF4-5-L01 após o ensaio .....	98
Figura 4. 25 - Deslocamentos registrados pelos LVDTs e gráfico tridimensional apresentando a deflexão da laje de 125mm de RF4-5 para diferentes níveis de carregamento .....	99
Figura 4. 26 – Curva carga x deslocamento para a laje RF4-10-L02 com 60mm de espessura.....	100
Figura 4. 27 - Padrão de fissuração da laje RF4-10-L02 após o ensaio.....	101
Figura 4. 28 - Deslocamentos registrados pelos LVDTs e gráfico tridimensional apresentando a deflexão da laje de 60mm de RF4-10 para diferentes níveis de carregamento .....	102
Figura 4. 29 - Curva carga x deslocamento para a laje de 12,5cm de espessura de PP-5 .....	103

Figura 4. 30 - Padrão de fissuração da laje PP-5-L01 .....	104
Figura 4. 31 - Deslocamentos registrados pelos LVDTs e gráfico tridimensional apresentando a deflexão da laje de 125mm de PP-5 para diferentes níveis de carregamento .....	105
Figura 4. 32 - Curvas carga x deslocamento para cada laje ensaiada .....	107

## Lista de Tabelas

Tabela 2. 1 - Espectro de número de ciclos correspondentes às estruturas (adaptado de [72]).	36
Tabela 2. 2 - Resumo dos estudos prévios feitos em lajes sobre apoio elástico	41
Tabela 2. 3 - Classificação dos CRF relacionada à razão das tensões residuais $f_{R,3}$ e $f_{R,1}$ respectivamente [7]	43
Tabela 2. 4 - Equações de dimensionamento para lajes totalmente apoiadas em solo	49
Tabela 3. 1 - Nomenclaturas dos concretos estudados e frações de fibras utilizadas	54
Tabela 3. 2 - Número de corpos de provas utilizados para cada tipo de ensaio realizado	55
Tabela 3. 3 - Resultados de ensaios laboratoriais para a resistência à compressão do cimento utilizado comparado aos limites da NBR 166697	56
Tabela 3. 4 - Composição dos traços utilizados para cada um dos compósitos (valores em $\text{kg/m}^3$ )	59
Tabela 3. 5 - Resultados dos ensaios de abatimento do tronco de cone e teor de superplastificante para cada mistura	63
Tabela 3. 6 - Resultados dos ensaios de compressão axial	65
Tabela 4. 1 Parâmetros obtidos dos ensaios de flexão em três pontos	76
Tabela 4. 2 - Resultados de manutenção de resistência de fissuração e classificação dos CRF de acordo com o Model Code [7]	76
Tabela 4. 3 - Resumo dos resultados dos ensaios de fadiga e de flexão pós ciclos	80
Tabela 4. 4 - Resumo dos resultados dos ensaios de fadiga e de flexão pós ciclos	84
Tabela 4. 5 - Resultados dos ensaios de pré-fissuração com carga resistida ( $F_1$ ) em $\text{CMOD}_1$ e as respectivas cargas máximas e mínimas aplicadas nos ensaios cíclicos	86

Tabela 4. 6 - Resumo dos ensaios de fadiga em amostras pré-fissuradas e dos ensaios à flexão pós fadiga.....	89
Tabela 4. 7 - Resultados dos ensaios de compressão da base elástica para as amostras utilizadas .....	90
Tabela 4. 8 – Comparação entre os deslocamentos central e do LVDT1 imediatamente ao lado do ponto de aplicação de força para cada uma das lajes .....	106
Tabela 4. 9 - Resumo dos ensaios das lajes sobre apoio elástico .....	106
Tabela 4. 10 - Comparação dos resultados experimentais e valores de dimensionamento .....	107



*Any sufficiently advanced technology  
is indistinguishable from magic.*

Arthur C. Clarke

## 1. Introdução

A utilização do concreto como material de construção remonta de séculos atrás, até os dias de hoje, tornando-o o material de construção mais utilizado e com consumo aumentado a cada ano em todas as regiões do globo. Este material possui diversas vantagens frente a outros materiais de construção como simplicidade de produção, alta resistência a compressão e elevada facilidade de ser moldado em diversos tamanhos e formas [1,2]. Os concretos simples, sem adições ou reforços, apresentam, entretanto, desvantagens tais como comportamento frágil e baixa resistência à tração, o que permite facilmente a formação e propagação de fissuras causadas por ação mecânica, variações de temperatura ou processos de retração [3].

A utilização de fibras como reforço de materiais de construção data de pelo menos 3500 anos quando materiais frágeis como tijolos de argila secos ao sol eram reforçados com crinas de cavalos e outras fibras vegetais [2]. Com o desenvolvimento dos estudos científicos do concreto reforçado com fibras (CRF), introduzido na década de 60, o comportamento deste material compósito começou a ser compreendido e foi então possível e propor, desde então, diferentes utilizações como material de construção. Desde esta década ficou clara a contribuição positiva da adição das fibras nas matrizes cimentícias, fazendo que suas tensões internas de tração sejam transferidas uniformemente pelo concreto, representando melhora nas propriedades como controle de abertura de fissuras, maior ductilidade, aumento na resistência residual à tração pós-fissuração, tenacidade, resistência à fadiga, aumento da resistência ao impacto entre outras propriedades [2–4].

A pesquisa continua para a ampliação do conhecimento e aprimoramento das características do CRF para aplicações específicas e estruturalmente mais complexas envolvendo discussões como propriedades no estado fresco, fator água/cimento, processos de cura, utilização de aditivos e concentração das fibras na mistura para atingir propriedades específicas para a matriz cimentícia. Atualmente as fibras mais utilizadas são as de aço, responsáveis por prover ao concreto grande aumento da resistência a tração pós-fissuração e tenacidade [4], seguidas das fibras de polipropileno (PP) que são amplamente utilizadas para a manutenção da resistência residual pós-fissuração além de serem quimicamente inertes e com

natureza não corrosiva [3]. Fibras de álcool polivinílico (PVA) também são utilizadas por possuírem grande razão de aspecto, alta resistência a tração, módulo de elasticidade relativamente alto e grande aderência à matriz cimentícia [5].

Considerada como uma das principais aplicações estruturais para o CRF desde o seu desenvolvimento inicial, as lajes totalmente apoiadas no solo têm sido, desde então, grande difusor do método da adição de fibras no concreto. Pisos industriais e comerciais possuem normas e recomendações específicas que tratam das melhores práticas de dimensionamento e execução de tais elementos estruturais com CRF, como o TR 34 [6], o *Model Code for Concrete Structures 2010* [7], o ACI 544.4R-18 [8] e a ABNT NBR 16935:2021 [9]. As avaliações do comportamento e desempenho mecânicos do CRF para o dimensionamento são, normalmente, feitas através das suas tensões residuais à flexão e tenacidade que podem ser determinadas a partir de ensaios de flexão como os das normas EN 14651 [10], NBR 16940 [11] e ASTM 1609 [12].

Apesar de serem elementos estruturais semelhantes às lajes apoiadas em solo de CRF, que têm seu dimensionamento e execução detalhado nas normas e recomendações citadas acima, pavimentos de concreto aeroportuários não possuem, em suas normatizações (e.g AC150/5320-6F [13]), considerações sobre a utilização de fibras para seu dimensionamento.

No presente estudo, serão avaliados o comportamento e desempenho de diferentes CRF com fibras de PVA [10,11], para ações estáticas e cíclicas. Além disso, serão realizados ensaios de lajes sobre apoio elástico em escala estrutural para pisos de concretos simples dimensionados conforme recomendações para pavimentos aeroportuários [13] e para pisos com CRF [6] e seus resultados serão reportados e discutidos.

### **1.1. Motivação**

Durante as últimas décadas, diversos estudos sobre o comportamento, desempenho e aplicação dos concretos reforçados com fibras de diversos tipos e materiais foram realizados [13-23] incluindo fibras de aço, polipropileno, vidro, fibras naturais, carbono, e microfibras de PVA [26-30] que atualmente são as mais utilizadas para a produção de compósitos do tipo SHCC (*Strain Hardening Cementitious Composite*). Porém, de macrofibras de PVA para fins de reforço

estrutural e, notadamente, em pavimentos aeroportuários tem recebido pouca ou nenhuma atenção. As fibras de PVA possuem alta resistência à tração, alto módulo de elasticidade e são álcali resistentes [29], características que as colocam lado a lado com as macrofibras de aço e polipropileno para aplicações estruturais. Destaca-se que as fibras de PVA são hidrofílicas e, por isso, possuem elevada adesão química e friccional à matriz cimentícia, por este motivo suas fibras sofrem considerável dano no processo do arrancamento [27]. A utilização de fibras para o dimensionamento de pavimentos, pode reduzir o volume do concreto e consequentemente seu custo imediato na execução da estrutura. Adicionalmente, espera-se um aumento na durabilidade devido ao melhor controle da fissuração proporcionado pelo CRF, com menor custo de manutenção a longo prazo.

## **1.2. Objetivos**

Este trabalho tem como objetivos principais: i) avaliar o comportamento do CRFPVA na escala do material, investigando a contribuição destas fibras na resistência residual à flexão e o acréscimo destas tensões com o aumento dos teores de fibras em ensaios monotônicos e cíclicos; e ii) avaliar a utilização do material em lajes totalmente apoiadas em base elástica e carregadas pontualmente. Verificar o incremento nas cargas de primeira fissura e carga última, além da redução nas deformações e aberturas de fissura com o acréscimo da fração volumétrica de fibras. Comparar o desempenho do concreto reforçado com macrofibras de PVA e de polipropileno, em escala estrutural, com os obtidos para lajes de concreto simples.

## **1.3. Organização do Trabalho**

O Capítulo 1 apresenta a introdução, motivação e objetivos da pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, onde será abordada a utilização das fibras como reforço para matrizes cimentícias. Serão introduzidos trabalhos com resultados sobre a utilização das fibras, os comportamentos fresco e endurecido, além do desempenho mecânico do CRF comparado ao concreto simples. Serão abordados os métodos de dimensionamentos de pavimentos utilizando o CRF e o concreto simples.

O Capítulo 3 apresenta os materiais utilizados no desenvolvimento da pesquisa e na produção dos concretos assim como a sua caracterização no estado

fresco através do ensaio de abatimento de tronco de cone e, no estado endurecido através dos ensaios de compressão uniaxial, além dos procedimentos do programa experimental.

O Capítulo 4 apresenta os resultados e as discussões sobre os ensaios de flexão em três pontos monotônicos e cíclicos e sobre os ensaios estruturais das lajes sobre apoio elástico para o concreto simples e para as diferentes fibras e concentrações.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões e sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

## **2. Revisão Bibliográfica**

### **2.1. O conceito do Concreto Reforçado com Fibras**

A adição de fibras em matrizes cimentícias acontece há milhares de anos, com o objetivo de aprimorar ou modificar propriedades destas matrizes [2,3,31]. No concreto, as melhorias de propriedades acontecem, pois, as fibras atuam transferindo forças internas, dessa forma controlando a formação e propagação de fissuras, aprimorando a ductilidade, conferindo resistência à tração pós fissuração incrementando tenacidade, resistência à fadiga, resistência ao impacto entre outras propriedades, quando comparadas ao concreto simples. O comportamento depende essencialmente da aderência das fibras à matriz e da fração volumétrica das fibras no traço do concreto [32].

Estas práticas avançaram até o início Século XX com o uso das fibras de amianto que, foram posteriormente abandonadas por riscos à saúde e substituídas por fibras metálicas, poliméricas e vegetais. Desde a década de 1960, a dispersão de fibras discretas nas matrizes de concreto e a sua influência nas propriedades deste compósito vêm sendo estudadas e, nos anos subsequentes, introduzidas comercialmente [21,33], mesmo que de maneira ainda discreta. Sua utilização foi, inicialmente, para substituição de armadura secundária para controle de fissuração em elementos estruturais. Após décadas de utilização, hoje há recomendações normativas que regulamentam o uso desse material de construção, desde a fabricação das fibras até a produção e características mínimas dos CRF para diversas utilizações, inclusive para fins estruturais [8–10,34].

Atualmente há uma ampla gama de fibras utilizadas com diferentes propriedades mecânicas e químicas como aço, vidro, carbono, polipropileno, PVA, basalto, fibras naturais como o sisal, juta, coco, curauá, cânhamo, cada uma com possibilidade de aprimorar e modificar diferentes características da matriz cimentícia com custo e eficiências distintos [32]. As fibras mais amplamente utilizadas são as fibras de aço, seguidas pelas fibras de polipropileno que teve aumento considerável em sua utilização nos últimos anos. O CRF, hoje em dia, é considerado para diversas aplicações como pavimentos [33], estruturas offshore

[35], revestimentos de túneis e minas [36], torres eólicas [37], estruturas resistentes a terremotos [38] além de reparo e reforço de estruturas antigas ou danificadas [39].

Diferentemente das fibras de aço, fibras poliméricas, como as de polipropileno e PVA possuem natureza não corrosiva e, portanto, podem continuar contribuindo, a longo prazo, sem perda de propriedades mecânicas que influenciam a resistência residual pós-fissuração do concreto. Estas fibras atuam aumentando os resultados de ductilidade, controle de formação e propagação de fissura, sejam essas causadas por variações de temperatura e umidade ou pelo carregamento externo. Por estarem distribuídas ao longo de todo o volume da matriz, aprimoram a distribuição de tensões através de todo elemento estrutural aperfeiçoando a continuidade da transferência dos esforços sem alteração na direção das tensões [3].

Nos compósitos de matrizes cimentícias, a transferência de tensões se dá de maneira diferente comparando elementos não fissurados com os pré-fissurados. Nos elementos não fissurados o mecanismo de transferência de tensões é elástico e há, em geral, compatibilidade de deformação entre a matriz e as fibras. No caso de elementos pré-fissurados, as fibras começam a agir como pontes transferindo as tensões entre os lados da fissura, passando do mecanismo de transferência elástico para o mecanismo de transição friccional, onde se desenvolvem tensões de cisalhamento relevantes na interface fibra-matriz, com possível arrancamento da fibra do corpo da matriz. Grandes frações de fibras com elevada razão de aspecto são responsáveis pelo aparecimento de diversas microfissuras nos compósitos combatendo o surgimento de macrofissuras localizadas sob carregamento, enquanto que pequenas quantidades de macrofibras, com baixa razão de aspecto, combatem e controlam o aparecimento e propagação de macrofissuras [32].

A principal propriedade mecânica que é influenciada pela adição de fibras no concreto é a resistência residual à tração pós fissuração que é um parâmetro para o dimensionamento de elementos estruturais com CRF utilizados em normas e recomendações nacionais e internacionais [6–10].

## 2.2. Interface Fibra-Matriz

Chamada de zona de transição interfacial ou ZTI (em inglês ITZ, *interfacial transition zone*), é a área de contato entre as fibras e grãos (agregados graúdos, miúdos e sólidos inertes) com a pasta de cimento (cimento, água, ar e aditivos). Esta

área tem microestrutura que se desenvolve no processo de hidratação do cimento com propriedades singulares causadas pela própria presença da fibra na matriz cimentícia e, por isso, deve ser considerada separadamente da macroestrutura do compósito. Esta zona que governa o arrancamento da fibra e a resistência da ligação fibra-matriz. Nesta área, de espessura que varia de aproximadamente 20 $\mu$ m a 70  $\mu$ m de pasta de cimento [32,40,41], há formação de hidróxido de cálcio (CH) e etringita em maior quantidade, ilustrado pela Figura 2.1, além de um grande número de vazios devido ao empacotamento inadequado dos grãos de cimento ao redor da fibra ou à concentração abundante de água durante o processo de hidratação, o que infere à ITZ uma resistência consideravelmente menor que o corpo da matriz cimentícia [32,42].

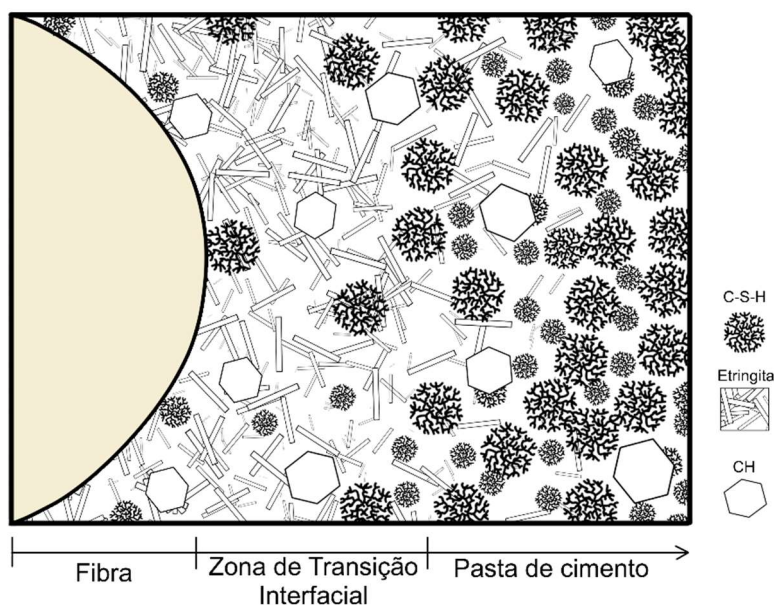


Figura 2. 1 - Representação esquemática da Zona de Transição Interfacial (ITZ) (adaptada de [42])

A densidade da ITZ é influenciada por diversos fatores como o tamanho e a forma das fibras e sua rugosidade, composição química da sua superfície e o empacotamento da matriz cimentícia [32,43]. A densidade e a resistência da ITZ podem ser aperfeiçoadas através de alterações na matriz como melhorias nas técnicas de mistura, modificações no empacotamento dos grãos da matriz, com granulometria mais graduada e variação no módulo de finura dos materiais cimentícios. A utilização de fibras com diâmetros menores gera menor espessura da ITZ e, fibras com geometria diferenciada, com ganchos ou torcidas por exemplo, aumentam a aderência e a fricção e, conseqüentemente a carga de arrancamento das fibras [32].



### 2.3. Mecanismos pós-fissuração e de transferência de tensões

Os mecanismos de transferência de tensões ou de ponte acontecem no concreto simples por ação dos agregados, formando uma ponte de tração na ponta da microfissura, transferindo as tensões entre os lados da fissura e, fazendo com que a propagação desta seja restringida pela resistência a tração da ligação dos agregados. Na ponta da microfissura se forma uma zona descontínua, com microfissuras, a Zona de Processo de Fratura (ZPF) [44], como apresentado na Figura 2.2.

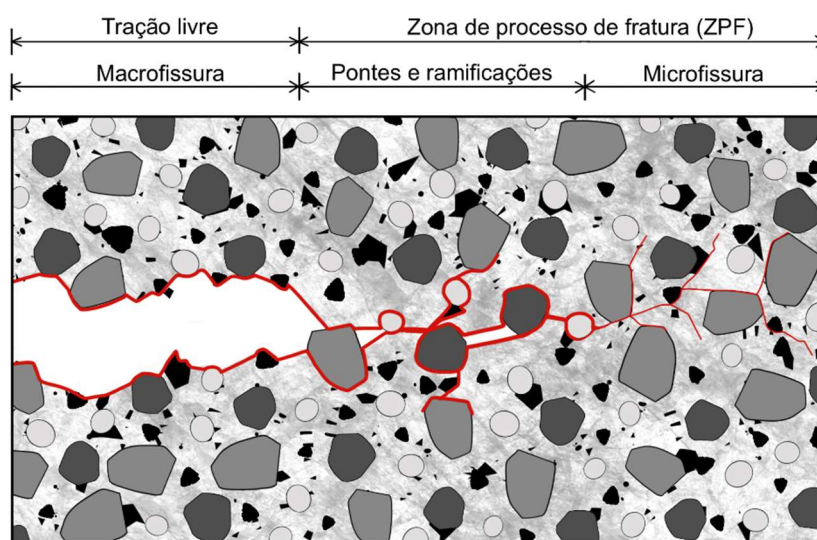


Figura 2. 2 - Esquema da Zona de Processo de Fratura (adaptada de [42])

Para o concreto simples, a ponte de agregados é o principal mecanismo de transferência que afeta diretamente na resposta da tensão por abertura de fissura e depende diretamente das características dos agregados e da sua ligação com a matriz cimentícia. Os mecanismos envolvidos no processo da fratura são o bloqueio da propagação da fissura, o intertravamento do agregado, o atrito entre as faces da fissura, ancoragem do agregado, a propagação da fissura enfraquecida por vazio e a ramificação da fissura. Estes mecanismos são inteiramente dependentes não só das características dos agregados mas também das características do cimento e de quaisquer materiais suplementares utilizados na matriz [45].

### 2.3.1. Mecanismo de Ponte para as Fibras

Os maiores efeitos e contribuições das fibras adicionadas ao concreto ocorrem após a fissuração da matriz, onde o arrancamento das fibras causa dissipação da energia entre os lados da fissura durante este processo, fazendo com que o CRF, diferentemente do concreto simples, não possua ruptura frágil.

O mecanismo de ponte da fibra e, conseqüentemente o processo de propagação da fissura do CRF, dependem de diversos fatores como o tipo de fibra, seu comprimento e diâmetro, orientação da fibra dentro da matriz em relação à direção, sentido e à taxa do carregamento aplicado, à fração volumétrica de fibras utilizada, à composição da matriz, à energia empregada na mistura do compósito, entre outros [46] e, em grande parte ao comportamento de arrancamento de cada fibra individualmente. Na Figura 2.3 apresenta-se a resposta de arrancamento de uma fibra única, alinhada e reta. A parte inicial ascendente da curva OA se associa à ligação elástica ou aderente entre a fibra e a matriz. No tramo AB é iniciado o processo de perda de aderência da fibra até que a descolagem completa da fibra se finaliza em B. No final, no trecho BC, o arrancamento acontece apenas com resistência friccional entre a fibra e a matriz, onde cargas progressivamente menores são desenvolvidas até a remoção completa da fibra [47].

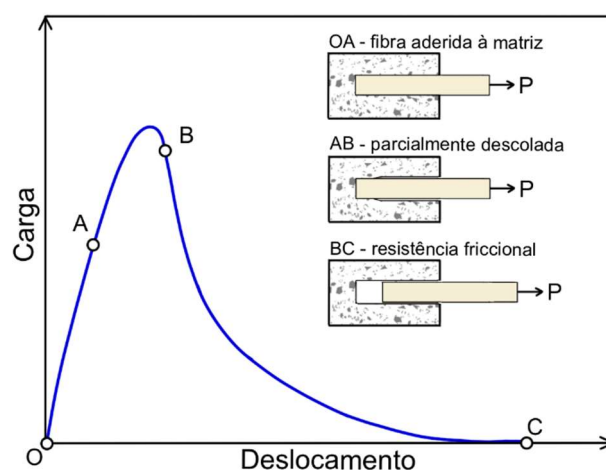


Figura 2. 3 - Esquema do comportamento do arrancamento de fibras retas (adaptada de [47])

O processo de arrancamento das fibras necessita de maior energia do que quando as fibras sofrem ruptura durante a abertura da fissura [48]. Isto se dá pois, quando há a ruptura de uma ou mais fibras através da fissura, menor será o número absoluto de fibras que estarão resistindo à abertura da fissura enquanto que, quando sofrem arrancamento, todas as fibras através da fissura estarão contribuindo para a

resistência até que sejam completamente arrancadas da matriz [49] como pode ser visualizado na Figura 2.4.

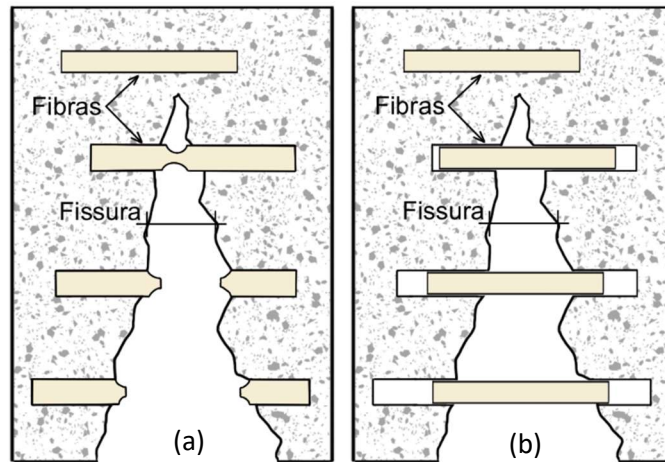


Figura 2. 4 - Modo de falha para ruptura das fibras (a) e para o arrancamento das fibras (b) (adaptada de [49])

A distribuição das tensões cisalhantes ao longo da fibra pode ser avaliada em dois momentos distintos. No instante de formação da primeira fissura, quando a matriz já atingiu uma tensão maior do que sua resistência máxima, as tensões cisalhantes máximas aparecem no meio da fibra, junto à fissura que se inicia. Com a propagação da fissura a fibra começará a deslizar sob a ação de uma tensão friccional fazendo com que as tensões cisalhantes máximas entre a fibra e a matriz apareçam ao longo da fibra, que ainda não se descolou completamente da matriz, como demonstrado na Figura 2.5.

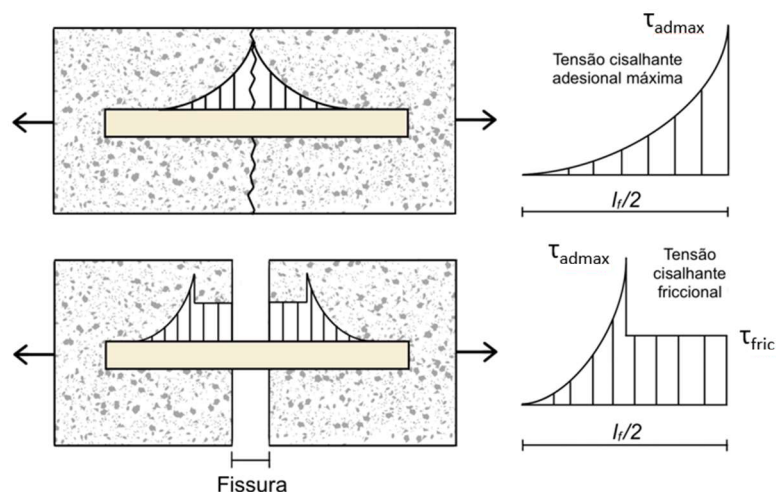


Figura 2. 5 - Distribuição das tensões nas fibras no momento da fissuração e após a fissuração (adaptada de [32])

A distribuição aleatória das fibras no CRF não garante que todas estas estejam alinhadas na direção do carregamento a ser aplicado. Uma fibra não

perpendicular ao plano da fissura, quando solicitada, é curvada sofrendo uma força transversal chamada *snubbing effect* [46]. Neste caso a fibra é solicitada por uma combinação de tensões de tração, cisalhamento e flexão gerando altas concentrações de tensões forçando a fibra a dobrar podendo causar a ruptura local da fibra. Ainda, este dobramento na fibra causa uma solicitação e esmagamento da matriz de concreto entre a fibra e a fissura conhecido como *spalling*, exemplificado na Figura 2.6. Para fibras dúcteis como o aço, a carga de arrancamento sofrerá acréscimo para inclinações até 45°, para ângulos maiores, a carga sofrerá redução. Para fibras flexíveis, exemplo das fibras sintéticas, a carga de arrancamento aumenta para ângulos de inclinação elevados. Para as fibras frágeis como as fibras de carbono, a carga é reduzida para qualquer angulação da fibra com o plano de fissuração [42].

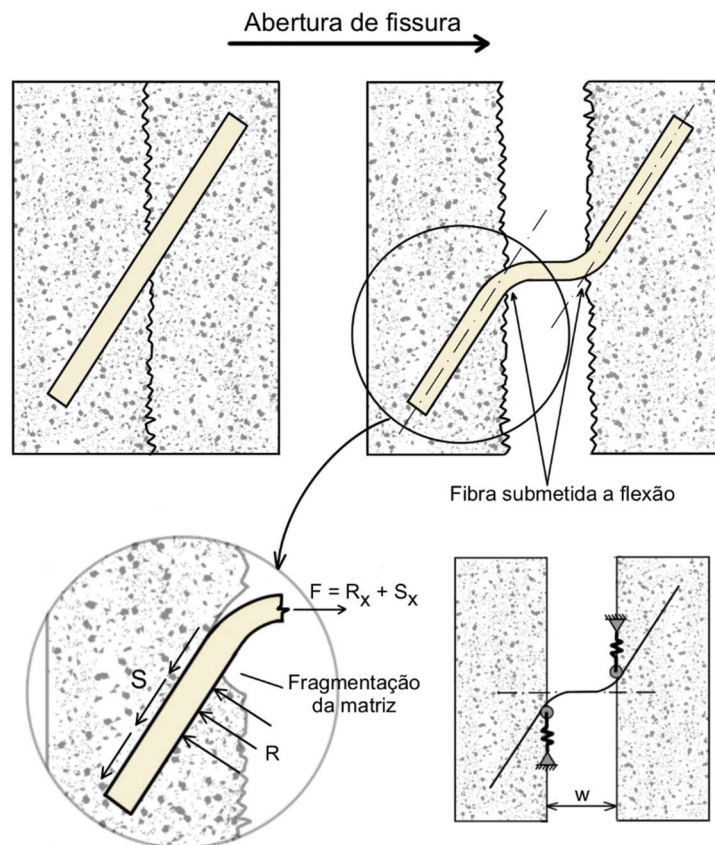


Figura 2. 6 - Esquema do atrito local (*snubbing effect*) e detalhe do processo de fragmentação da matriz por ação da fibra (*spalling*) (adaptada de [42])

O arrancamento das fibras retas pode ser baseado em critérios de fratura e de resistência. Para os critérios de fratura, a perda de adesão é considerada uma fissura interfacial entre a fibra e a matriz e sua propagação depende de energia suficiente para tal. Na área onde ocorreu a perda de adesão, o atrito governará a

transferência de tensão. Para os critérios de resistência, a perda de adesão tem início quando a tensão de cisalhamento entre fibra e matriz excede a resistência ao cisalhamento [50]. Para a ligação por atrito, quando for necessário maior energia para continuar com o arrancamento da fibra do que para o descolamento inicial, considera-se então uma resposta *slip-hardening*; quando a tensão cisalhante for descendente ou se mantiver constante, tem-se uma resposta *slip-softening* [42,51] como apresentado na Figura 2.7.

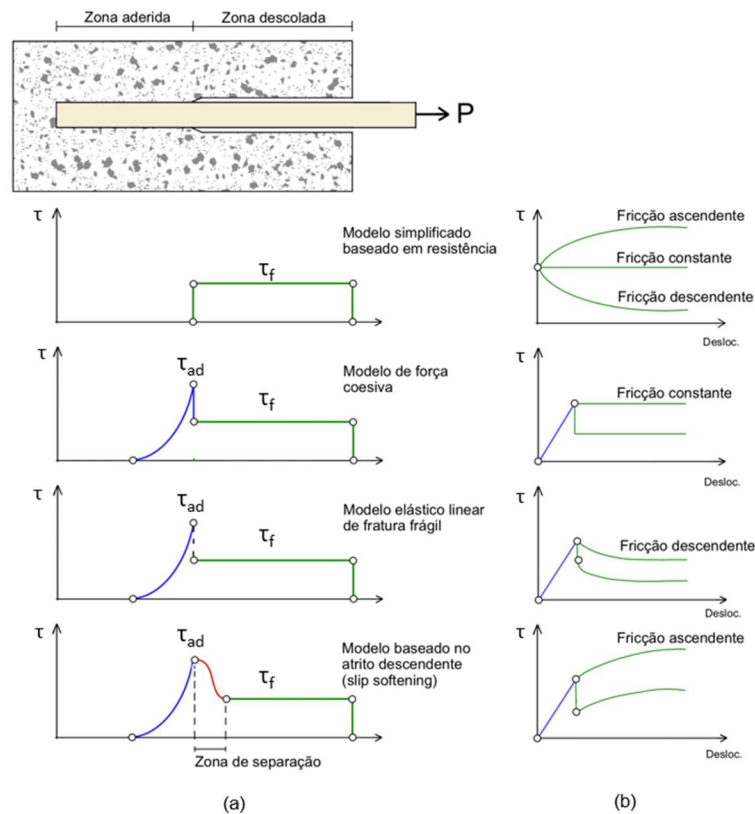


Figura 2. 7 - (a) Modelos de perda de adesão no arrancamento da fibra (adaptado de [51]) e (b) relações do processo de atrito-deslizamento (adaptado de [32,42])

### 2.3.2. Mecanismo de Ponte combinado entre Fibras e Agregados

Para os CRF, o processo de fratura do compósito, combina as pontes de transferência de tensões pelo intertravamento dos agregados, que está presente em qualquer concreto, e as que ocorrem pelas fibras adicionadas ao concreto. Com esta adição de fibras pode-se conseguir um incremento de até dez vezes na energia da fratura no compósito e na abertura livre da fissura quando comparado com o concreto simples [52].

O comportamento do CRF na zona pós-fissuração é dependente da resistência máxima das pontes formadas pelas fibras que cruzam a fissura. O efeito do intertravamento dos agregados tem ação pequena quando comparado às fibras. Com a fissura com pequena abertura, os agregados têm maior participação na transferência de tensões, mas, com o aumento da fissura, sua contribuição diminui. Enquanto isso a ação das fibras cresce à medida que o processo de arrancamento se desenvolve, até que toda fibra esteja descolada da matriz [42].

Graficamente pode-se verificar a resposta da tensão por abertura de fissura que, após a fissuração, se dá com uma redução na tensão, neste momento, com o desenvolvimento das fissuras, as pontes dos agregados começam a perder eficácia e, por outro lado as pontes formadas pelas fibras começam a transferir maiores tensões como apresentado na Figura 2.8. No concreto simples, a falha do material já se apresenta neste ponto. Por conta da fissura causada, o elemento já não suporta o carregamento aplicado. Para o CRF, as fibras garantem a transferência das tensões, mantendo a resistência residual do elemento estrutural e admitindo maiores aberturas de fissuras, até que estas se tornem tão grandes que as fibras não consigam mais realizar o mecanismo de ponte e o compósito perca totalmente a capacidade de suportar o carregamento [42,53].

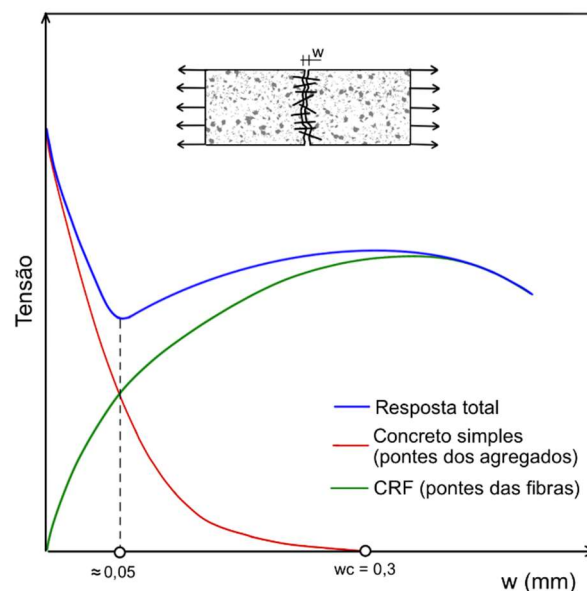


Figura 2. 8 - Mecanismo combinado entre pontes de fibras e agregados (adaptada de [42,54])

## 2.4. Comportamento Mecânico do CRF

### 2.4.1. Propriedades de Compressão do CRF

O concreto quando comprimido, tem sua zona elástica considerada até aproximadamente 30% da sua resistência máxima. Após atingir a sua resistência máxima, na curva tensão-deformação, é notado um comportamento sutil decrescente, descrito como *softening*. Nesta compressão, o concreto tende a se expandir lateralmente com o aparecimento de microfissuras, inicialmente na zona de transição interfacial (ITZ) entre a pasta de cimento e o agregado. Para combater essas fissuras de tração e a expansão lateral decorrente de elevados esforços de compressão no concreto, podem ser utilizados reforços transversais [55].

Nos CRF as fibras combatem as expansões laterais provenientes dos esforços de compressão, atravessando as fissuras longitudinais causadas pela expansão do concreto submetido à compressão, substituindo parcial ou totalmente os reforços necessários no concreto simples [56]. Com o aparecimento das fissuras, as fibras transferem as tensões para ambos os lados das fissuras passando a serem arrancadas, controlando a abertura das fissuras, e tornando o material mais dúctil, conferindo resistência residual pós fissuração e aumentando sua tenacidade [20,57].

A adição de fibras tem pouca influência na resistência a compressão do concreto e, por isso, sua contribuição para essa propriedade pode ser desconsiderada [7,58]. Por outro lado, há considerável aumento na deformação do concreto após o pico de tensão, resultando em um concreto com maior tenacidade. Este comportamento é aumentado à medida que a fração de fibras no concreto é incrementada. A Figura 2.9 apresenta uma comparação entre resultados padrão das curvas tensão-deformação para concretos simples e concretos com adições de frações distintas de uma mesma fibra.



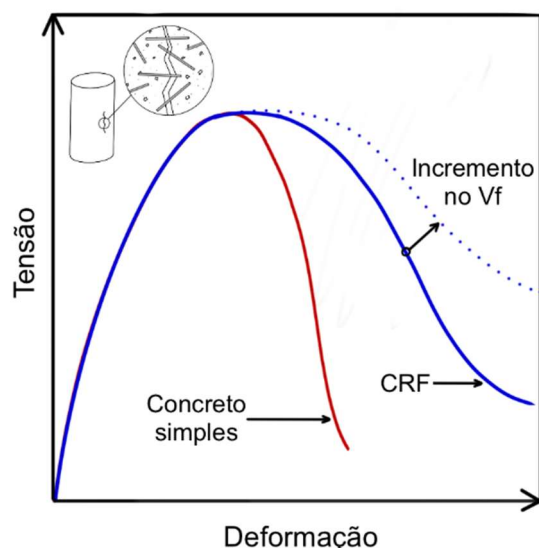


Figura 2. 9 - Curvas Tensão-Deformação comparando concretos simples e reforçados com fibras (adaptado de [42])

Resultados da literatura mostram que maiores frações volumétricas das fibras levam a uma suavização do comportamento pós-pico na curva tensão-deformação. No entanto, este comportamento é dependente, não só da fração, mas dos tipos de fibras utilizadas e das propriedades da matriz. Pontualmente, há alguns casos onde foram apresentados ganhos na resistência a compressão com a adição de fibras com elevada razão de aspecto a concretos de alto desempenho [59].

#### 2.4.2. Propriedades de Tração do CRF

Os concretos convencionais por sua natureza, têm resistência a tração muito reduzidas, aproximadamente 10% dos valores de sua resistência à compressão. No concreto armado, as barras de aço são empregadas justamente para contornar esta deficiência. As fibras são utilizadas para garantir a resistência residual à tração do CRF pós fissuração da matriz. Este comportamento após a fissuração pode ser utilizado para a classificação do concreto como “*hardening*” ou “*softening*”, dependendo do aumento ou redução da resistência conforme o incremento da abertura da fissura conforme apresentado na Figura 2.10 [58,60].

*Strain-softening* é definido por uma perda progressiva e suave na resistência à tração do concreto após o pico de primeira fissura, relacionado com o progressivo arrancamento das fibras. Durante a abertura da fissura, haverá transferência de tensões entre os lados da fissura, conferindo resistência residual ao material, aumentando sua ductilidade e tenacidade [7,60].



*Strain-hardening* é definido por um aumento na resistência do CRF após o aparecimento da primeira fissura na matriz cimentícia e está associada com a formação de diversas fissuras, demonstrando melhor transferência de tensões no CRF. Após atingido o pico de resistência do material, uma ou mais fissuras começam a crescer mais com relação às outras, com consequente perda de resistência do material com seu alongamento.

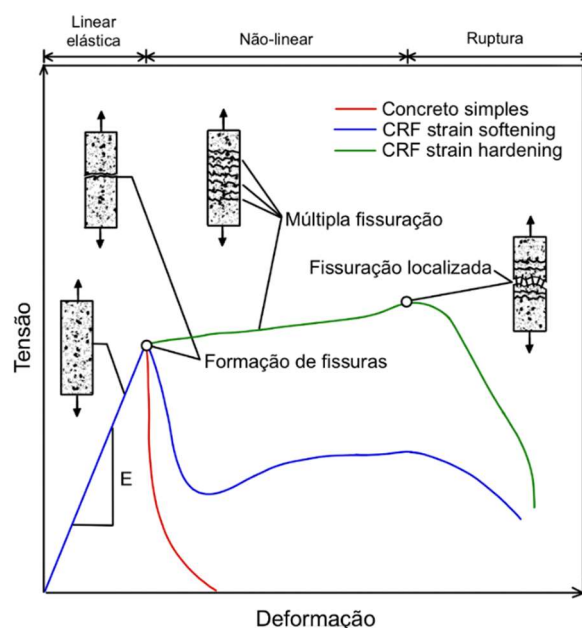


Figura 2. 10 – Diagrama tensão-deformação para o concreto reforçado com fibras e seu comportamento à tração (adaptado de [8])

Estes comportamentos podem ser atingidos com a variação da fração volumétrica de fibras incorporadas no concreto. Para adição de fibras em volumes até 1%, não há incremento significativo na tensão última do concreto. Para adições maiores que este valor, pode ser notado algum incremento. Além disso, concretos com volume de fibras superior ao volume crítico de fibras ( $V_{cf}$ ) apresentarão comportamento de *strain-hardening* [61] enquanto uso de fibras abaixo de  $V_{cf}$ , resultará em material com comportamento *strain-softening* [62].

Quando a fase não-linear do comportamento do CRF é ultrapassada, o compósito sofrerá a falha que poderá ocorrer ou pelo arrancamento ou pela ruptura da fibra [32]. Para o caso do arrancamento, a resistência da ligação entre fibra-matriz é menor do que a resistência da fibra e as fissuras irão se propagar limitadas pelas forças de atrito entre fibra e matriz e de possíveis ancoragens mecânicas das fibras. No caso de ruptura das fibras, a resistência de ligação entre fibra-matriz é

maior do que a resistência da fibra levando a fibra a se romper no processo de transferência de tensões entre os lados da fissura [63].

Desde meados da década de 1970 até os dias atuais, foram estudados diversos procedimentos experimentais para a caracterização do CRF em tração direta [50,64–66]. Apesar disso, não há até hoje normas que regulamentem por completo tais ensaios, pois há incontáveis variações na sua execução como tamanho e geometria dos corpos de prova, fixação do corpo de provas no equipamento de ensaio que pode causar ruptura do concreto nesta ancoragem, tipo de controle dos ensaios, dentre outros [65].

### 2.4.3. Propriedades de Flexão do CRF

As fibras influenciam diretamente o comportamento à flexão do CRF proporcionando ganhos de resistência e tenacidade. Após a fissuração da matriz, as fibras, que cruzam a fissura, atuam formando pontes de transferência de tensões ao longo desta, o que dá ao CRF resistências residuais pós-pico e uma resposta pseudo-dúctil ao compósito, comparado ao concreto simples. Para que isso aconteça, a área tracionada na seção de concreto aumenta, modificando a profundidade da linha neutra como mostrado na Figura 2.11, reequilibrando as forças e passando a ser governada pela resistência proporcionada pelas fibras somada à resistência à tração da matriz propriamente dita.

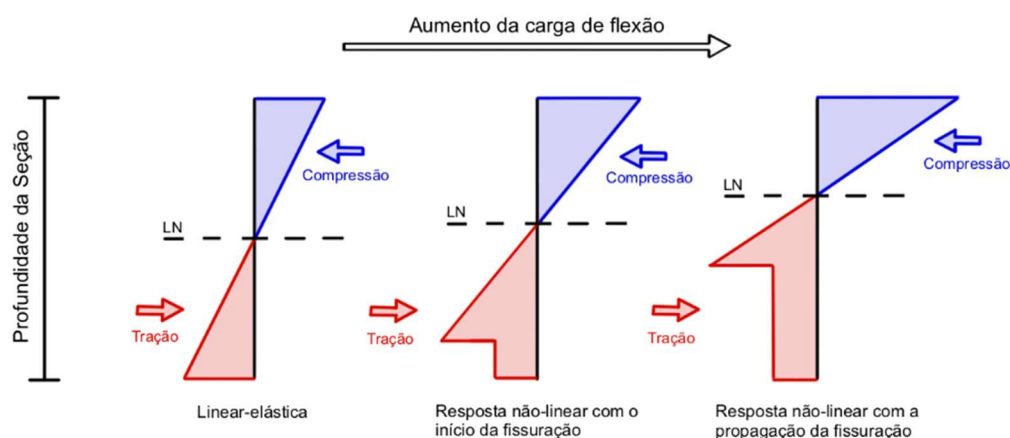


Figura 2. 11 - Esquema de distribuição de tensões e deslocamento da linha neutra com o aumento do carregamento e propagação da fissura (adaptado de [67])

O comportamento mecânico na flexão dos compósitos de CRF, como no comportamento à tração, está vinculado às características mecânicas das fibras como geometria, sua fração volumétrica, sua dispersão e orientação pelo corpo da

matriz e também às condições como procedimento de cura, taxa de carregamento e temperaturas externas [68,69].

Adições de maiores frações volumétricas de fibras, proporcionam maiores resistências residuais de flexão no compósito assim como a tenacidade que representa a quantidade de energia consumida para que este material seja levado à ruptura. A resistência residual e a tenacidade à flexão destes compósitos são normalmente avaliadas em ensaios de flexão em três pontos [10] e flexão em quatro pontos [70].

Assim como na tração, o comportamento à flexão dos CRF pode ser classificado como *softening* ou *hardening*, mas, neste caso, como *deflection softening*, quando o material falha sem o aumento da capacidade de carga à flexão após fissuração e *deflection hardening* quando se verifica um aumento de capacidade de carga após a fissuração. Compósitos que apresentam comportamento à tração *strain hardening*, sempre apresentarão comportamento *deflection hardening* enquanto os CRF que apresentarem na tração *strain softening* podem apresentar *deflection softening* ou *deflection hardening* [71] como esquema apresentado na Figura 2.12.

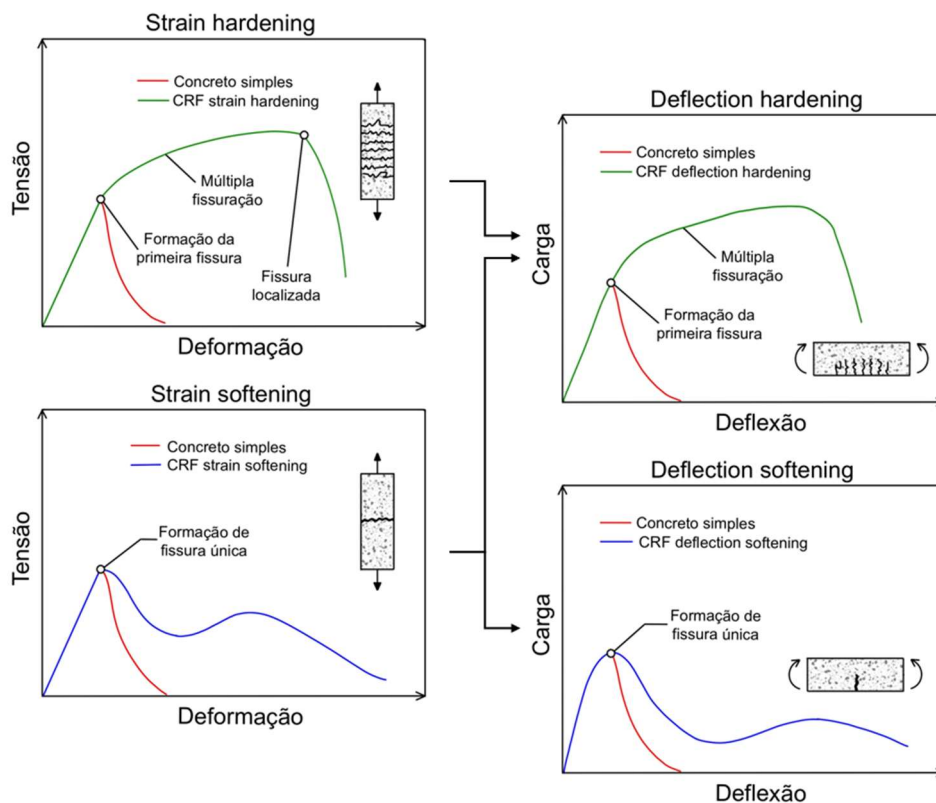


Figura 2. 12 - Relação entre a resposta à flexão e a resposta a tração do CRF (adaptado de [42])

### 2.4.3.1. Fadiga no CRF à flexão

Fadiga é um processo progressivo causado em um elemento estrutural quando este é submetido a carregamentos cíclicos. Este processo causa aumento gradual nas microfissuras causando deformações e perdas irreversíveis nas propriedades mecânicas ao longo do tempo [72]. Na flexão, cada um dos ciclos de fadiga é responsável pelo acréscimo de abertura da fissura e, quanto maior a fissura, maior a velocidade de propagação destes danos. O efeito da fadiga no concreto depende da amplitude das tensões aplicadas, da geometria da estrutura, das características dos materiais e do ambiente [73,74].

Antes da fissuração, o comportamento do CRF é semelhante ao concreto simples. No estágio pós-fissuração a avaliação da atuação das fibras na propagação de dano por fadiga pode mais facilmente ser compreendida [75]. Resultados e estudos sobre CRF de aço não podem ser considerados diretamente para representar os CRF de polímeros plásticos como PVA e polipropileno pois há grande diferenças entre as propriedades destes materiais e ainda, fibras de alto módulo de elasticidade têm maior resistência à fadiga [7].

A fadiga é classificada pelo número de ciclos sofridos por um elemento estrutural, como Fadiga de Baixos-ciclos ( $<10^3$  ciclos), de Altos-ciclos ( $10^3$  a  $10^7$  ciclos) e de Altíssimos-ciclos ( $10^7$  a  $5 \times 10^8$  ciclos). A Tabela 2.1 apresenta exemplos de estruturas e a classificação em função do número de ciclos a que normalmente estão submetidas em sua vida útil [72,76].

Tabela 2. 1 - Espectro de número de ciclos correspondentes às estruturas (adaptado de [72]).

Baixos-Ciclos (0 - $10^3$ ciclos)	Altos-Ciclos ( $10^3$ - $10^7$ ciclos)	Super-Altos-Ciclos ( $10^7$ - $5 \times 10^8$ ciclos)
	Pontes	Estruturas de transporte de massa
Estruturas submetidas a terremotos	Pavimentos Aeroportuários	Estruturas Marítimas
Estruturas submetidas a tempestades	Torres Eólicas	Fundações de máquinas e equipamentos
	Pavimentos Rodoviários	
	Dormentes Ferroviários	

No caso dos pavimentos aeroportuários, foco deste estudo, devem ser considerados fadigas de alto ciclo. De acordo com o dimensionamento do AC150/5320-6F [13], o pavimento comumente atingirá 24 mil ciclos em sua vida útil usual de 20 anos.

Além do número total de ciclos aplicados, outro fator importante é a magnitude dos carregamentos máximo ( $F_{\max}$ ) e mínimo ( $F_{\min}$ ) aplicados sobre a

estrutura. A força máxima é normalmente definida em função da resposta do compósito em ensaio monotônico para uma dada abertura de fissura específica ( $F_R$ ) e, sua relação com a força mínima é definida através da amplitude ( $R$ ) definida na Equação 2.1 [73].

$$R = \frac{F_{min}}{F_{max}} \quad (2.1)$$

Carlesso *et al.* [3] avaliaram a propagação de fissuras em corpos de prova de CRF de polipropileno submetidos à flexão, comparando a resistência residual antes e depois da fadiga para estimar os impactos dos ciclos na capacidade resistente das amostras. Os corpos de prova foram submetidos a ensaios de flexão com ciclos variando entre  $10^6$  e  $2 \times 10^6$ . Após os ciclos apresentaram resultados de resistências residuais semelhantes aos ensaios monotônicos realizados previamente, sem diferença clara entre eles. Estes resultados indicaram que o dano sofrido pelos corpos de prova durante os ciclos de carregamento foi mínimo e que a relação entre a tensão resistida pelas amostras e a abertura de fissura continua equivalente às obtidas nos ensaios monotônicos.

González *et al.* [77] avaliaram a resistência residual de CRF de aço, pré-fissurados, submetidos a carregamentos cíclicos, inicialmente até a ruptura, com forças máxima e mínima equivalentes a 65% da tensão de fissuração e 5% desta mesma tensão respectivamente. Com estes números dos ciclos até a ruptura, determinou níveis de fadiga máximos para os ensaios subsequentes utilizando 20%, 80% e 90% do número de ciclos dos testes iniciais. Após a aplicação dos ciclos, foram realizados ensaios monotônicos para verificar a condição dos corpos de prova. Os resultados apresentaram redução na rigidez das amostras, definida pela inclinação dos ciclos de histerese e, que pode ser atribuída a danos na interface entre a fibra e a matriz que reduzem a resistência residual do CRF.

Em outro estudo, Germano *et al.* [38] utilizaram diferença de 50% entre os carregamentos com diferentes combinações entre 15-65%, 25-75% e 35-85% da carga de pré-fissuração. As amostras foram submetidas a ciclos até que as combinações carga-abertura de fissura fossem equivalentes às dos ensaios monotônicos. Após isso, as amostras foram ensaiadas monotonicamente para a obtenção da resistência residual pós-fadiga. O efeito das fibras foi mais claramente observado para maiores carregamentos e, conseqüentemente para maiores fissuras.

Considerando os resultados dos CRF para os ensaios pré e pós fissuração, apresenta-se que as fibras têm grande influência na redução dos danos e consequentemente na propagação das fissuras quando submetido à fadiga [69,78–80]. Com o CRF aplicado para estruturas, é importante entender o comportamento destes elementos submetidos à carregamentos cíclicos durante sua vida útil, determinar a propagação, a abertura de fissuras e sua capacidade resistente residual pós-fadiga [31,80].

## **2.5. Comportamento Estrutural do CRF**

### **2.5.1. Lajes sobre apoio elástico**

Lajes de concreto de cimento Portland utilizadas como pavimento em parques industriais, pavimento rodoviários, entre outras utilizações, são submetidas e dimensionadas para suportar grandes carregamentos provenientes de maquinário, rodas de veículos pesados, empilhadeiras e armazenamento de materiais. Para prevenir a fissuração destes elementos estruturais, comumente é utilizado reforço convencional de barras de aço e/ou telas de aço soldadas. Em alternativa a isso, a adição de fibras discretas, de aço ou poliméricas, pode suprimir parcial ou totalmente a utilização destes reforços primários, se mostrando uma alternativa para a construção das lajes totalmente apoiadas em solo. Além de eficientes para reforçar estes elementos, a solução tem interessante relação custo-benefício, seja em comparação com o concreto simples ou com o concreto armado [81].

A utilização de fibras discretas mostra-se eficiente no controle da fissuração por retração e efeitos de temperatura e ainda aprimora as propriedades mecânicas do concreto, assim como o comportamento a flexão e a tenacidade da laje, aumentando significativamente a capacidade de carga pós-fissuração [82]. A maior influência da adição de fibras ao concreto ocorre para estruturas onde as rótulas plásticas e a redistribuição das tensões ocorrem [83]. Nas lajes sobre apoio elástico, a capacidade de carga pós-fissuração permite uma redistribuição dos momentos, permitindo que o CRF se comporte de forma dúctil aumentando sua capacidade de carga [84].

Grande parte da aplicação dos CRF nos dias de hoje é direcionada para lajes totalmente apoiadas no solo, principalmente com fibras de aço, como pavimentos e

pisos industriais [6]. A adição de fibras a estes elementos estruturais representa um reforço tridimensional que irá reduzir a fissuração e, portanto, aumentando a vida útil estrutural.

Nas lajes totalmente apoiadas no solo as fibras são utilizadas como reforço principal, na maioria das vezes, sem necessitar de armaduras de aço ou outros tipos de reforços [32]. As fibras adicionadas no concreto elevam a capacidade da transferência de tensões após a fissuração garantindo uma redistribuição dos esforços pelo corpo do elemento estrutural, aprimorando a capacidade de carga da estrutura [85,86]. As fibras sintéticas como as de álcool polivinílico (PVA) e de polipropileno (PP), antes utilizadas apenas para combater a fissuração por retração plástica, hoje são utilizadas como reforços principais para estes elementos estruturais assim como as fibras de aço, constituindo, cada uma, um CRF com características próprias.

Roesler *et al.* [87] estudaram os efeitos da adição de fibras de PP em duas frações volumétricas ao concreto em duas lajes sobre apoio elástico com carregamentos no centro e nas bordas e as compararam com uma laje de concreto simples. As lajes de CRF com frações de 0,32% e 0,48% tiveram aumento na carga de primeira fissura entre 25% e 32%, respectivamente, para o carregamento centrado comparado ao concreto simples. Para a carga de ruptura, houve acréscimo de 20% e 34% para as adições de 0,32% e 0,48% de fibras respectivamente. As lajes de CRF tiveram suas deflexões reduzidas, mantendo-se em contato com a base elástica por mais tempo durante os ensaios incrementando a carga de primeira fissura e a carga última resistida pelo elemento estrutural.

Em outro estudo, Roesler *et al.* [88] conduziram um comparativo em lajes de concreto simples e em lajes de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) de dois tipos diferentes e de fibras sintéticas com diferentes frações volumétricas. Foram moldadas cinco lajes, uma de concreto simples, uma com 39kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço onduladas, uma com 27kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço com ganchos e duas com 4,4kg/m<sup>3</sup> e 3,0kg/m<sup>3</sup> de macrofibras sintéticas que combinavam polipropileno e polietileno em um único material. A adição de fibras ao concreto simples aumentou a resistência última das lajes de concreto entre 29% para as lajes contendo fibras 3,0kg/m<sup>3</sup> de fibras sintéticas e 69% para as lajes com fibras de aço com ganchos. A laje de concreto simples apresenta maiores deformações e perde capacidade de distribuição dos esforços pois os extremos das lajes deste material são deslocados

para cima com o aparecimento da primeira fissura, o que não ocorre com as lajes de CRF.

Manfredi [24] avaliou o comportamento de três lajes de concretos reforçados com fibras de aço (CRFA) com diferentes concentrações, 20kg/m<sup>3</sup>, 30kg/m<sup>3</sup> e 40kg/m<sup>3</sup> comparando os resultados experimentais com os valores teóricos de dimensionamento para CRF apresentados pelas TR-34 [6] e ACI-544.4R-18 [8], concluindo que o dimensionamento da primeira se apresenta mais próximo dos resultados experimentais com diferenças entre 7% a 13%, compreendendo que parâmetros como a tenacidade e as tensões residuais obtidas dos ensaios de flexão em três pontos, geram dados importantes para o dimensionamento de lajes totalmente apoiadas em meio elástico. Também foram notados os benefícios no comportamento mecânico das lajes com adição de fibras verificando o aumento de carga de primeira fissura e o ganho de rigidez com o acréscimo da concentração de fibras.

Meda & Plizzari [89] avaliaram os resultados experimentais de duas lajes de CRFA com carregamento central e fração de fibras distintas. As variações na concentração de fibras alteraram não só a carga de primeira fissura quanto o padrão de fissuração e o modo de falha dos elementos estruturais. A laje contendo maior fração volumétrica apresentou maior carga de primeira fissura e as fissuras se apresentaram em dois planos distintos atravessando a laje em duas direções. Enquanto isso, a laje com menor fração volumétrica de fibras apresentou uma fissura que começava no canto do elemento e se dividia em duas quando atingia o ponto central de carregamento. Ainda assim, as duas lajes apresentaram padrão semelhante nas curvas carga x deslocamento.

Belletti *et al.* [33] compararam ensaios experimentais lajes sobre apoio elástico de CRF de aço com análises numéricas em elementos finitos, para os mesmos parâmetros, para apresentar devidamente a contribuição das fibras à tenacidade do concreto e melhor simular o comportamento do pavimento nos limites de serviço e último. Esta análise mostrou resultados semelhantes aos experimentais da literatura para o aumento de carga de primeira fissura, rigidez, e carga de ruptura com o aumento da fração volumétrica de fibras. Também apresentou semelhança no padrão de fissuração de modo de falha das lajes. Foi notado que a capacidade de carga das lajes totalmente apoiadas em solo é dependente da localização do ponto de aplicação de carga. Em uma situação real, o



carregamento pode ser posicionado em qualquer ponto da laje, portanto, os pontos mais desfavoráveis devem ser considerados para a aplicação das cargas e no dimensionamento. Estes pontos se encontram próximos às juntas entre as lajes, que será similar à aplicação de carga nas bordas livres em uma laje única. Este efeito desfavorável pode ser reduzido com a utilização de reforços de barras de aço pelo perímetro.

A Tabela 2.2 apresenta um resumo da literatura sobre lajes sobre apoio elástico.

Tabela 2. 2 - Resumo dos estudos prévios feitos em lajes sobre apoio elástico

Referência	Tipo de Fibra	Comprimento da Fibra (mm)	Razão de aspecto	Fração de fibras (kg/m <sup>3</sup> )	Módulo de reação da base elástica (N/mm <sup>3</sup> )	Dimensões da laje (m)
[24]	Aço com ganchos	60	80	20 a 40	0,085	2,00 x 2,00 x 0,12
[82]	Aço com ganchos	60	80	20 e 30	0,025	3,00 x 3,00 x 0,15
[84]	Aço com ganchos	60	80	30 e 45	0,122	1,80x 1,80 x 0,075
[85]	Aço com ganchos	30 e 50	50	30 e 45	0,080	3,00 x 3,00
[86]	Aço com ganchos	35 e 60	80	0 a 160	0,250	1,80 x 1,80 x 0,10
[87]	Polipropileno	40	90	3, 4 e 5	0,103	2,20 x 2,20 x 0,13
[88]	Polipropileno, aço com ganchos e ondulada	40, 60 e 50	90, 65 e 40	3 a 39	0,100	2,20 x 2,20 x 0,13
[89]	Aço com ganchos	50	50	30 e 60	0,005	3,00 x 3,00 x 0,15

## 2.6. Dimensionamento do CRF

O dimensionamento dos elementos estruturais de CRF são recomendados por uma série de documentos de diversos órgãos internacionais [6–9]. Este trabalho irá se ater ao dimensionamento recomendado pelo *Technical Report 34 – Concrete Industrial Ground Floors* [6] e à norma brasileira NBR 16935:2021 [9] que tratam das lajes totalmente apoiadas em solo de forma semelhante. Estas normas e recomendações derivam dos estudos e bases iniciais formados pelo *Model Code 2010* [7] da *Fédération Internationale du Béton* que representa, modernamente, a base para novos códigos, normas e recomendações internacionais para o projeto de estruturas de concreto.

O dimensionamento de lajes apoiadas em solo de CRF, de acordo com estas normas, depende diretamente da caracterização de cada material e a obtenção de parâmetros de resistência residual e tenacidade destes. Para a obtenção destes

parâmetros é necessário a execução de ensaios de flexão em três pontos seguindo a recomendação da EN 14651 [10] e da NBR 16940 [11]. A Figura 2.13 representa o esquema do ensaio citado e a Figura 2.14 apresenta o padrão de curva carga x abertura de fissura que é resultado típico deste ensaio. O controle do ensaio é feito pela velocidade da abertura da fissura, realizado por controle do tipo *closed-loop*, onde um *clip-gage* posicionado em um entalhe no dorso do corpo de prova, registra a abertura da fissura. Este controle é realizado através da placa controladora, que recebe os dados de abertura de fissura enviados pelo *clip-gage* a cada momento. O sistema então interpreta a variação destes sinais fornecidos pelo *clip-gage* e, a placa controladora retorna com o comando para o atuador, mantendo a velocidade de abertura da fissura programada para o ensaio.

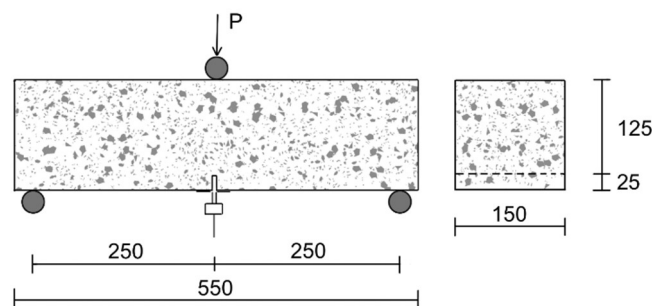


Figura 2. 13 - Esquema do ensaio de flexão em três pontos baseado na EN 14651 [10].

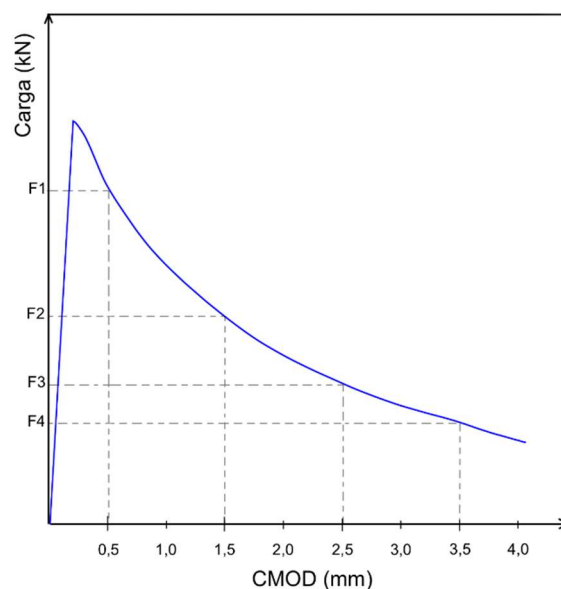


Figura 2. 14 – Curva Carga-Abertura de fissura típica do ensaio de flexão em três pontos da norma EN 14651 [10].

Este ensaio determina os valores das tensões residuais pós fissuração do CRF em quatro pontos principais de abertura de fissura, nomeados de *Crack Mouth Opening Displacement* (CMOD) para os valores de 0,5mm, 1,5mm, 2,5mm e

3,5mm, assim como os valores para a tenacidade e o Limite de proporcionalidade (LOP) destes materiais. A Equação 2.2 apresenta o método de cálculo das tensões de flexão ( $f_R$ ), para cada valor de CMOD, com base nas cargas resultantes do ensaio.

$$f_R = \frac{3F_R l}{2bh_{sp}^2} \quad (2.2)$$

Onde:  $F_R$  = carga aplicada para cada valor de CMOD.

$l$  = vão do ensaio (500mm)

$b$  = largura do prisma (150mm)

$h_{sp}$  = altura da seção desde o topo até o entalhe (125mm)

Com a obtenção das resistências residuais do CRF a partir do ensaio EN 14651 [10], o Model Code 2010 [7] propõe a classificação do compósito em função das tensões residuais  $f_{R,1}$  e  $f_{R,3}$  como segue na Tabela 2.3.

Tabela 2. 3 - Classificação dos CRF relacionada à razão das tensões residuais  $f_{R,3}$  e  $f_{R,1}$  respectivamente [7]

Classificação	Parâmetro
A	$0,5 < f_{R,3}/f_{R,1} < 0,7$
B	$0,7 < f_{R,3}/f_{R,1} < 0,9$
C	$0,9 < f_{R,3}/f_{R,1} < 1,1$
D	$1,1 < f_{R,3}/f_{R,1} < 1,3$
E	$1,3 < f_{R,3}/f_{R,1}$

Como as aplicações estruturais dos CRF se baseiam nas resistências residuais, para a substituição total ou parcial da armadura convencional no dimensionamento dos elementos de concreto, o CRF deve estar classificado pelo menos como Classe A, de acordo com o Model Code 2010 [7], como na Equação 2.3 e que a razão entre tensão de tração residual no CMOD<sub>1</sub> e a tensão no Limite de proporcionalidade sejam maiores do que 0,40 como na Equação 2.4 também apresentadas na NBR 16935 [9].

$$f_{R,3}/f_{R,1} \geq 0,50 \quad (2.3)$$

$$f_{R,1}/f_{LOP} \geq 0,40 \quad (2.4)$$

Duas hipóteses simplificadas de leis constitutivas do CRF são apresentadas para esforços de tração uniaxiais pelo Model Code 2010 [7] e pela NBR 16935 [9] que podem ser extraídas dos ensaios de flexão [10,11], sendo a primeira um modelo de comportamento rígido plástico e outro com resposta linear pós-fissuração, que são apresentados esquematicamente na Figura 2.15.

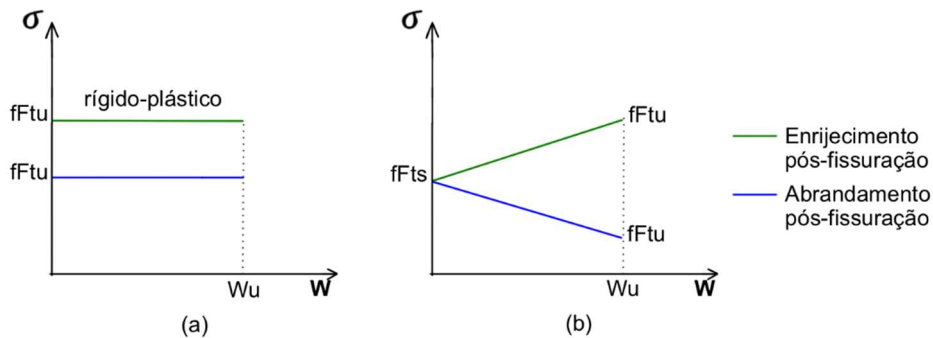


Figura 2. 15 - Modelos pós-fissuração simplificados - tensão-abertura de fissura (adaptada de [7,9]).

No modelo rígido-plástico apresentado na Figura 2.15 (a), que utiliza um valor único para a tensão ( $\sigma$ ) para qualquer abertura de fissura ( $W$ ), a resistência à tração pós-fissuração última do CRF,  $f_{Ftu}$  pode ser determinada pela Equação 2.5. Este modelo leva em consideração a equivalência estática assumindo que toda a de compressão se encontra localizada junto ao topo da seção, como mostrado na Figura 2.16. A partir deste conceito, o momento resistente na seção é dado pela Equação 2.6.

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R,3}}{3} \quad (2.5)$$

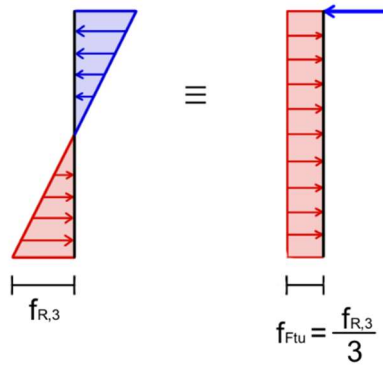


Figura 2. 16 - Modelo simplificado para o cálculo da tensão de tração ( $f_{Ftu}$ ) em relação à tensão de flexão residual  $f_{R,3}$  (adaptada de [7,9])

$$M_u = \frac{f_{R,3} b h_{sp}^2}{6} = \frac{f_{Ftu} b h_{sp}^2}{2} \quad (2.6)$$

No modelo linear apresentado na Figura 2.15 (b), é considerada uma variação na tensão ( $\sigma$ ) causada pela resposta das fibras com o aumento da abertura de fissuras. Esta variação na tensão pode estar associada a um aumento na resistência, gerando um enrijecimento (comportamento de *deflection-hardening*) ou uma redução, gerando um abrandamento (comportamento de *deflection-softening*). Neste modelo, apresentado na Figura 2.17, o  $f_{Fts}$  representa a resistência residual à tração direta de serviço do CRF, que é determinado para  $w_u = CMOD_3$ , assim como  $f_{Ftu}$  pelas Equações 2.7 e 2.8 consecutivamente.

$$f_{Fts} = 0,45 f_{R,1} \quad (2.7)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0,5 f_{R,3} + 0,2 f_{R,1}) \geq 0 \quad (2.8)$$

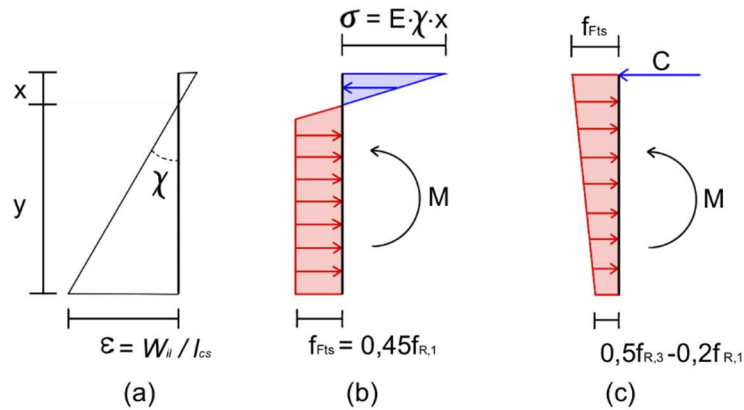


Figura 2. 17 Modelo simplificado adotado para calcular a tensão de tração ( $f_{Ftu}$ ) em relação à tensão residual de flexão  $f_{R,1}$  e  $f_{R,3}$  (adaptada de [7,9])

A equação para  $f_{Ftu}$  para  $w_u \neq CMOD_3$  é representada por uma reta obtida através do modelo linear considerando dois pontos entre as tensões  $f_{R,1}$  e  $f_{R,3}$  correspondentes aos pontos  $CMOD_1 = 0,5\text{mm}$  e  $CMOD_3 = 2,5\text{mm}$  respectivamente, de acordo com a Figura 2.18.

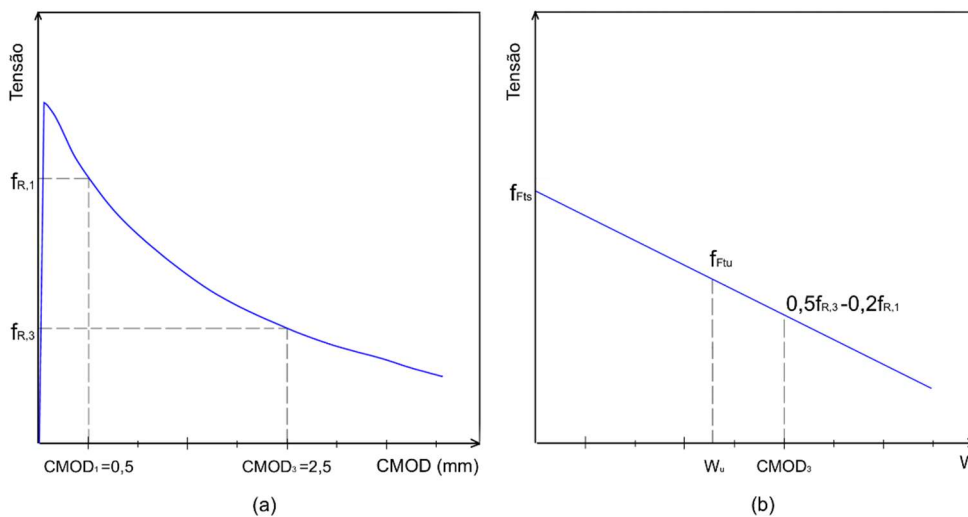


Figura 2. 18 - (a) Resultados típicos de resistências para um ensaio de flexão em três pontos e (b) modelo constitutivo linear pós-fissuração (adaptado de [7])

Para as lajes totalmente apoiadas em solo, os valores de  $f_{Ftu}$  são considerados para o  $CMOD_4 = 3,5\text{mm}$  assumindo os diagramas apresentados na Figura 2.19, onde a tensão de tração  $\sigma_{r1}$  se desenvolve junto à linha neutra, enquanto na face mais tracionada a tensão de tração é igual a  $\sigma_{r4}$ . Essa consideração leva portanto, a uma distribuição trapezoidal de tensões, e os valores de  $\sigma_{r1}$  e  $\sigma_{r4}$  são obtidos a partir das Equações 2.9 e 2.10.

$$\sigma_{r1} = 0,45f_{R,1} \quad (2.9)$$

$$\sigma_{r4} = 0,37f_{R,4} \quad (2.10)$$

A distribuição de tensões axiais na seção apresentada na Figura 2.19 assume deformações máximas de compressão de 3,5‰ e de tração igual a 25‰ para o cálculo do momento resistente máximo no ELU.

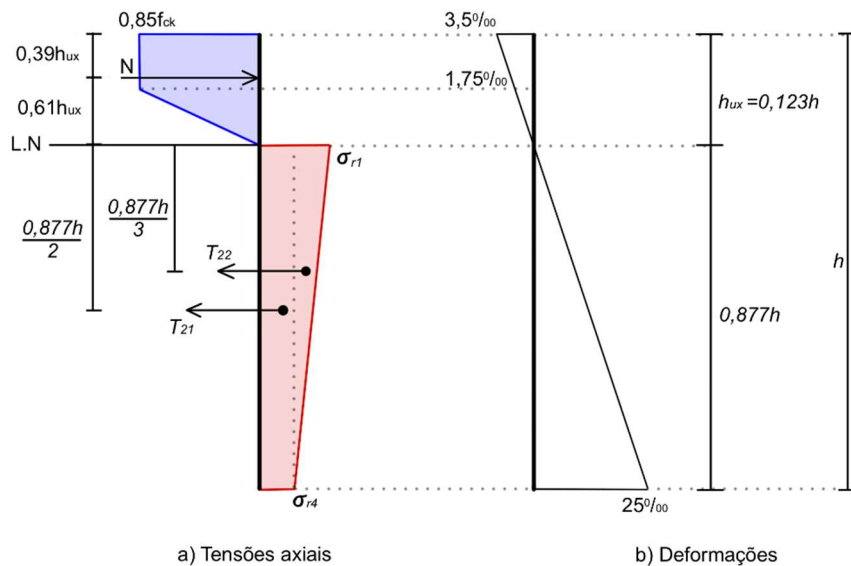


Figura 2. 19 - Diagramas de distribuição de tensões axiais e deformações da seção reforçada com fibras onde h= altura da seção;  $h_{ux}$ = posição da linha neutra e T= força (adaptada de [6,9]).

Então, o momento resistente máximo ( $M_u$ ), por metro de largura é calculado a partir da relação da Equação 2.11 e apresentado de maneira simplificada na Equação 2.12, onde h é a altura da seção,  $T_{22}$  e  $T_{21}$  são as forças referentes às tensões de tração  $\sigma_{r1}$  e  $\sigma_{r4}$  respectivamente e h é a altura da seção.

$$M_u = \left[ T_{21} \left( \frac{0,877h}{2} + 0,075h \right) + T_{22} \left( \frac{0,877h}{3} + 0,075h \right) \right] \therefore \quad (2.11)$$

$$M_u = h^2(0,29\sigma_{r4} + 0,16\sigma_{r1}) \quad (2.12)$$

$$\text{Onde: } T_{21} = 0,88h\sigma_{r4}$$

$$T_{22} = 0,44h(\sigma_{r1} - \sigma_{r4})$$

### 2.6.1. Dimensionamento de Lajes de CRF sobre apoio elástico

Para o dimensionamento recomendado na TR-34 [6], é considerado o método das charneiras plásticas onde, durante o ELU, o ponto de momento positivo sob aplicação de carga sofre plastificação. À medida que o carregamento sofre

incremento, os esforços localizados abaixo do ponto de aplicação da carga aumentarão até que a fissuração do concreto ocorra. Neste momento, fissuras radiais no fundo da laje devido aos momentos positivos se desenvolvem, com manutenção de certa capacidade residual de transferência de momentos através das fissuras. Com a plastificação, acontece a redistribuição dos esforços causando o aparecimento de novas fissuras na face inferior do elemento estrutural e o momento negativo começa a aumentar. Quando este chega ao limite, fissuras circunferenciais aparecem na face superior da laje, fazendo com que a falha total aconteça.

O dimensionamento de lajes totalmente apoiadas em solo pelo método das charneiras plásticas assume grande distribuição dos esforços à medida que a formação de rótulas plásticas nos pontos de momentos máximos altera o diagrama de momentos. Este dimensionamento é baseado no conceito do raio de rigidez relativa “L” para carga pontual abordado por Westergaard [90–92] definido na Equação 2.13.

$$L = [(E_{cm} h^3)/(12(1 - \nu^2)k)]^{0,25} \quad (2.13)$$

Onde  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade do concreto ( $N/mm^2$ ),  $h$  é a espessura da laje (mm),  $k$  é o módulo de reação do sub-leito ( $N/mm^3$ ) e  $\nu$  é o coeficiente de Poisson, considerado para este dimensionamento como 0,2 [6].

O ponto de maior momento positivo é localizado diretamente abaixo do ponto de aplicação de carga. Este momento se reduz com o afastamento do ponto de aplicação de carga e se torna zero quando esta distância se torna igual a  $1,0L$ . Então o momento passa a ser negativo e encontra seu máximo na distância  $2,0L$  e se aproxima novamente de zero quando esta distância equivale a  $3,0L$ . Estas relações estão esquematicamente apresentadas na Figura 2.20.



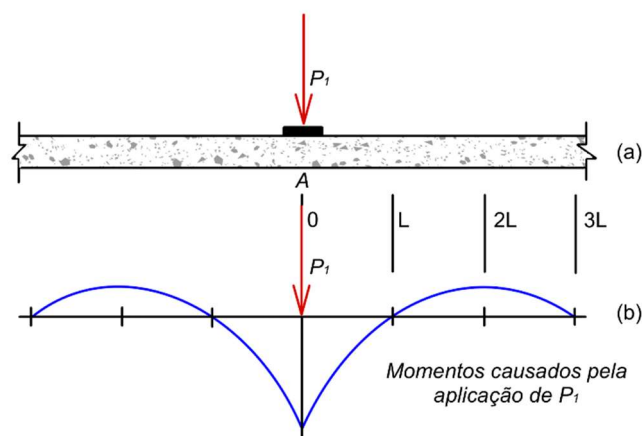


Figura 2. 20 - Distribuição esquemática dos momentos para carga pontual aplicada em laje sobre apoio elástico combinado com o raio de rigidez  $L$  (adaptado de [6]).

Meyerhof [93] realizou análises nas resistências últimas de lajes baseadas no modelo das charneiras plásticas e obteve formulações para três situações distintas de carregamento pontual, no centro, nas bordas e nos cantos das lajes. Estas equações, segundo a TR-34 [6], dependem não só dos momentos, positivo ( $M_p$ ) e negativo ( $M_n$ ), mas também do raio de rigidez ( $L$ ) e do raio equivalente da área de aplicação da carga ( $a$ ) conforme a Tabela 2.4.

Tabela 2. 4 - Equações de dimensionamento para lajes totalmente apoiadas em solo

Local da carga	( $a/L=0$ )	( $a/L>0,2$ )
Centro	$Pu = 2\pi(M_n + M_p)$	$Pu = \frac{4\pi(M_n + M_p)}{\left(1 - \frac{a}{3L}\right)}$
Borda	$Pu = 2M_n + \left[\frac{\pi(M_n + M_p)}{2}\right]$	$Pu = \frac{[\pi(M_n + M_p) + 4M_n]}{\left[1 - \frac{2a}{3L}\right]}$
Canto	$Pu = 2M_n$	$Pu = \frac{4M_n}{\left[1 - \frac{a}{L}\right]}$

O momento negativo ( $M_n$ ) atua na face superior da laje e é governado pelas propriedades da matriz de concreto, depende da tensão de fissuração à flexão do concreto ou módulo de ruptura do concreto ( $f_{ctd,fl}$ ) obtido no ensaio de flexão em três pontos e definido pela Equação 2.14.

$$M_n = f_{ctd,fl}(h^2/6) \quad (2.14)$$

O momento positivo ( $M_p$ ) atua na face inferior da laje, em contato com a base elástica, depende das tensões residuais em CMOD = 0,5mm e 3,5mm,  $f_{R,1}$  e  $f_{R,4}$  respectivamente e da tenacidade do compósito, obtidos através dos ensaios de

flexão em três pontos. Considerando a seção fissurada da Figura 2.18, determina-se a tensão de tração no topo da fissura como  $\sigma_{r1}$  (Equação 2.9) e a tensão de tração junto à face do concreto como  $\sigma_{r4}$  (Equação 2.10). Portanto o momento resistente positivo ( $M_p$ ) é definido pela Equação 2.15.

$$M_p = \frac{h^2}{\gamma_m} (0,29\sigma_{r4} + 0,16\sigma_{r1}) \quad (2.15)$$

Onde  $\gamma_m$  é o fator de segurança para o concreto, considerado 1,5.

Como o raio de rigidez ( $L$ ), o momento negativo ( $M_n$ ) e o momento positivo ( $M_p$ ) são dependentes da espessura da laje ( $h$ ), a força resistente última  $P_u$  para esta espessura ( $h$ ) é calculada pelas equações da Tabela 2.4, e deve superar a carga última aplicada na laje ( $F_{uls}$ ). A determinação da carga última aplicada na laje é feita, para este caso, multiplicando-se a carga vertical solicitante ( $G_k$ ) pelo o fator de segurança  $\gamma_g$  que é considerado 1,2 para carregamentos estáticos e 1,6 para carregamentos dinâmicos.

## 2.7. Dimensionamento de lajes de concreto simples sobre apoio elástico

Diferentemente dos CRF, o dimensionamento das lajes de concreto simples totalmente apoiadas em solo não podem considerar as resistências residuais, já que para este material não existem. Então, há diversos métodos específicos para o dimensionamento de lajes de concreto simples totalmente apoiadas em solo, que são normalmente utilizadas como pavimentos rígidos rodoviários, aeroportuários e pisos industriais e que são baseados pelo *American concrete Institute* – “*Manual of Concrete Practice*” [94], pelo *Portland Cement Association* - “*Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements*” [95] ou pelo *US Army Corps of Engineers* – “*TM 5-822-5 Pavement Design for Roads, Walks and Open Storage Areas*” [96], por exemplo.

Para o dimensionamento dos pavimentos rígidos aeroportuários especificamente, existem atualmente alguns métodos, principalmente softwares, como o FAARFIELD da FAA (*Federal Aviation Administration*), o ALIZE-LCPC

da França, o APSDS da *Mincad Systems* da Austrália e o PCASE da USACE (*US Army Corps of Engineers*).

Neste estudo será utilizado o método da agência estadunidense FAA direcionado pela circular AC150/5320-6F [13] que, orienta o cálculo das espessuras e as combinações de camadas para estas estruturas pelo software FAARFIELD, (*Federal Aviation Administration Rigid and Flexible Iterative Elastic Layered Design*). Este método foi e é base para os outros métodos ao redor do mundo para o dimensionamento e construção das rampas ou pátios de estacionamento (*aprons*), das pistas de taxi (*taxiways*) que conectam as rampas às pistas e, por fim, das pistas de pouso e decolagem (*runways*).

Historicamente, este dimensionamento era feito por meio de ábacos produzidos pela FAA considerando apenas o CBR do sub-leito, baseados dos estudos de Westgaard [91] e Meyerhoff [93] e, apresentados nas circulares específicas da série AC150-5320-6 desde 1964 até 2009, quando então foram substituídos pela utilização de softwares apresentados pela AC150/5320-6E [34]. O dimensionamento dos pavimentos rígidos atualmente indicado pela AC150/5320-6F [13] faz uso de software FAARFIELD que utiliza método de elementos finitos tridimensionais (NIKE3D) desenvolvido pelo *Lawrence Livermore National Laboratory* (LLNL).

Para estes pavimentos, o software considera a máxima tensão horizontal atuante localizada na parte inferior da laje e seus modos de falha são baseados e modelados de acordo com testes em escala estrutural realizados pela FAA. Esta tensão é determinada considerando as condições de carregamento tanto nas extremidades quanto no centro da laje [13].

As informações necessárias de entrada para a utilização do software para o dimensionamento são: a) as propriedades dos materiais que compõem as camadas do pavimento; b) os tipos de aeronaves que irão utilizar o pavimento; c) a carga bruta destas aeronaves; d) o número anual de decolagens de cada aeronave; e) a taxa anual de crescimento de decolagens para cada aeronave e, f) a vida útil do pavimento, que por padrão é de 20 anos. O carregamento considerado para o cálculo leva em conta o peso bruto de decolagem das aeronaves e o divide em: 5% deste peso bruto para o trem de pouso dianteiro e; 95% para o trem de pouso principal, normalmente localizado abaixo das asas da aeronave. Além disso, esta carga é

dividida pelo número de rodas do trem de pouso que varia de acordo com a aeronave e geometria do trem de pouso.

O processo de cálculo da espessura do pavimento é iterativo baseado no Fator de Dano Cumulativo (em inglês, *Cumulative Damage Factor* - CDF) e na sua vida útil. O CDF utiliza uma metodologia para representar a falha por fadiga do material, quando o  $CDF=1$  assume-se que o material atingiu seu limite. Cada aeronave, com diferente peso bruto, diferente configuração de trem de pouso e número de decolagens gera um CDF característico para o pavimento. O CDF total representa a soma de todos os danos sofridos pelo material, causados pelos carregamentos solicitantes durante sua vida útil [97] como exemplificado na Figura 2.21.

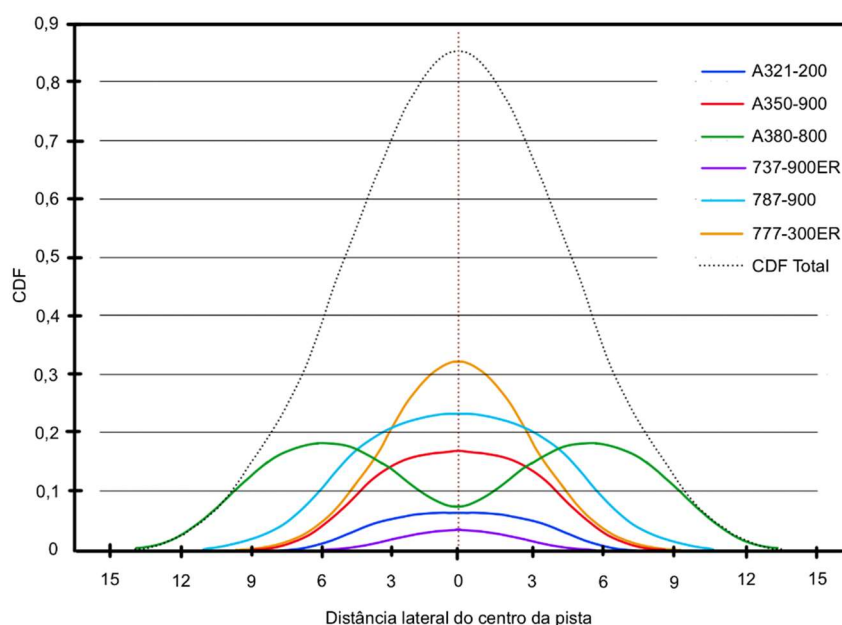


Figura 2. 21 - Exemplo de CDF total gerado pela combinação dos CDF característicos de aeronaves e decolagens pela vida útil do pavimento (adaptado de [98])

Então, o procedimento de dimensionamento consiste em quatro passos: entrada de dados, cálculos de tensões e deformações, total de decolagens anuais e desgaste do pavimento. O esquema deste procedimento é apresentado resumidamente na Figura 2.22.

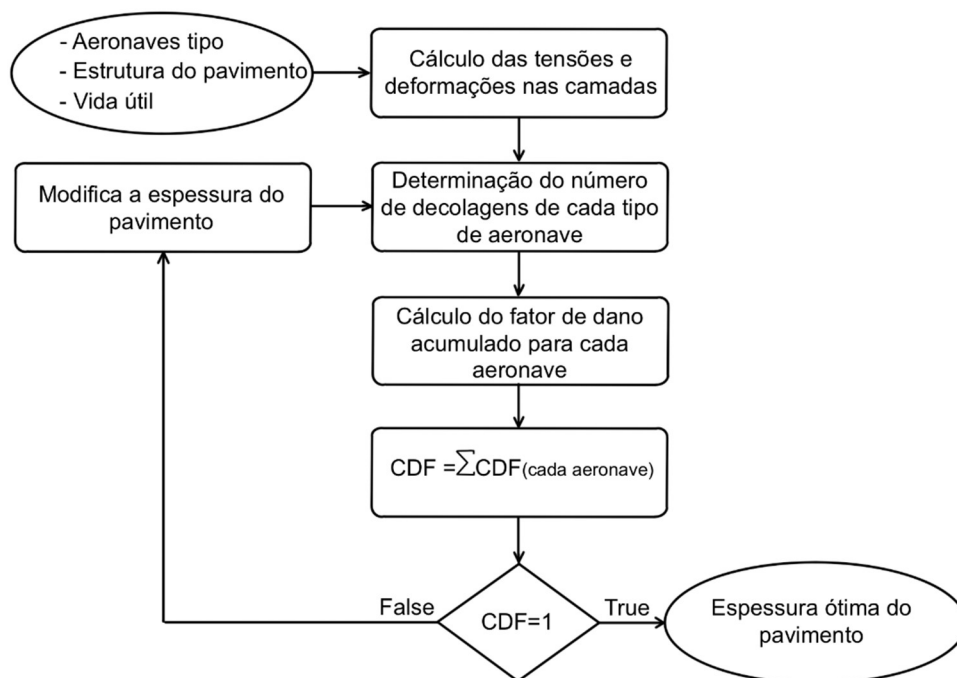


Figura 2. 22 - Processo iterativo de cálculo da espessura do pavimento pelo FAARFIELD (adaptado de [99])

Após este procedimento o software fornece a espessura de todas as camadas necessárias para as condições fornecidas para o pavimento.

Ainda é conveniente ressaltar que, para solicitações acima de 45.359kg (100.000lbs) a circular AC150/5320-6F [13] indica a utilização de uma base de agregado graúdo compactada que irá garantir o CBR necessário para cada caso, determinado de acordo ASTM D1883-16 [100], que irá incrementar o valor total do módulo de reação (k) nas camadas inferiores ao pavimento. Nos métodos anteriores ao software, os ábacos consideravam os módulos de reação do sub-leito, sub-base e base combinados como entrada de dados, atualmente o software tem como variável de entrada apenas o módulo de reação do sub-leito já que os materiais e métodos construtivos das camadas intermediárias, inclusive seus módulos de reação, são determinados internamente no software e seus materiais e execução normatizados pela AC150/5370-10H [101].

### 3. Programa experimental, materiais e procedimentos

#### 3.1 Introdução

O objetivo deste trabalho é a investigação das características e do comportamento do concreto reforçado com fibras de álcool polivinílico (CRFPVA) para a aplicação em pavimentos aeroportuários e a comparação dos resultados de ensaios de caracterização dos materiais, dimensionamento e ensaios estruturais com o concreto simples e com o concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFPP) já que este último, atualmente se mostra amplamente utilizado no mercado de pisos industriais.

Para os CRFPVA foram utilizados dois tipos diferentes de fibras, macrofibras de PVA (RF4000) e microfibras de PVA (RECS15). A nomenclatura dos concretos vinculada à fração de fibras está definida na Tabela 3.1. Foram produzidos três compósitos com as fibras RF4000 contendo  $5\text{kg/m}^3$  (375k fibras/ $\text{m}^3$ ),  $10\text{kg/m}^3$  (750k fibras/ $\text{m}^3$ ) e  $15\text{kg/m}^3$  (1.125k fibras/ $\text{m}^3$ ) e dois compósitos híbridos mantendo  $10\text{kg/m}^3$  de RF4000 e variando a fração das fibras RECS15 de  $3\text{kg/m}^3$  (153M fibras/ $\text{m}^3$ ) a  $6,5\text{kg/m}^3$  (306M fibras/ $\text{m}^3$ ). Para o CRFPP foi utilizada a fração praticada comercialmente com  $5\text{kg/m}^3$  (258k fibras/ $\text{m}^3$ ) de macrofibras de PP.

Tabela 3. 1 - Nomenclaturas dos concretos estudados e frações de fibras utilizadas

Concretos	Fibras de PVA		Fibras de PP
	Macro	Micro	Macro
	RF4000	RECS-15	PP-A
	( $\text{kg/m}^3$ )	( $\text{kg/m}^3$ )	( $\text{kg/m}^3$ )
REF	-	-	-
RF4-5	5,0	-	-
RF4-10	10,0	-	-
RF4-15	15,0	-	-
REC-3	10,0	3,0	-
REC-6	10,0	6,5	-
PP-5	-	-	5,0

A caracterização, necessária para o dimensionamento estrutural utilizando cada um destes materiais foi realizada através de ensaios laboratoriais que serão apresentados a seguir. Inicialmente, para a determinação da trabalhabilidade, foi

realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone como recomendado na NBR NM 67 [102]. Foram então moldados cilindros de acordo com a NBR 5738 [103] e, com 28 dias de cura em câmara úmida, foram realizados ensaios de compressão axial simples para a determinação da resistência a compressão e módulo de elasticidade como recomendado pela NBR 5739 [104] e NBR 8522 [105]. Também foram moldados prismas de acordo com a EN 14651 [10] e a NBR 16940 [11] e, aos 28 dias foram realizados ensaios de flexão em três pontos. Para os ensaios de compressão, assim como para os ensaios de flexão em três pontos, foram moldados seis corpos de prova para cada material.

Foram ainda realizados ensaios cíclicos de flexão em três pontos, para corpos de prova não-fissurados e pré-fissurados para avaliar a propagação de danos e a abertura de fissura durante a vida útil dos materiais estudados. Para estes ensaios foram moldados três corpos de prova para cada compósito.

Ao final, após a caracterização dos materiais, foram obtidos os parâmetros necessários para o dimensionamento das lajes sobre apoio elástico. Foram moldadas lajes de diferentes materiais para a verificação do comportamento, em escala estrutural, e a comparação destes resultados com o dimensionamento proposto pelos métodos do TR-34 [6] para os CRF e do método do AC150/5320-6F [13] para o concreto simples.

Tabela 3. 2 - Número de corpos de provas utilizados para cada tipo de ensaio realizado

Concretos	Compressão	Flexão em três pontos			Ensaio estruturais - Lajes sobre apoio elástico
		Monotônico	Cíclico		
			Não- fissurado	Pré- Fissurado	
REF	6	6	3		1
RF4-5	6	6			1
RF4-10	6	6	3	1	2
RF4-15	6	6			
REC-3	6	6			
REC-6	6	6	3	1	
PP-5	3	3	3	1	1

### 3.2 Programa Experimental

O programa experimental, apresentado na Figura 3.1, foi realizado para a obtenção dos parâmetros necessários para o dimensionamento de pavimentos totalmente apoiados em solo, para avaliar seu comportamento submetidos à fadiga

através dos ensaios cíclicos, além dos ensaios estruturais. Do ensaio de compressão axial foram obtidos a resistência a compressão ( $f_c$ ) e o módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ). Do ensaio de flexão em três pontos foram obtidos as resistências residuais à flexão ( $f_{R,i}$ ) para diferentes aberturas de fissura e a tenacidade para a abertura de fissura em 4,0mm ( $T_{4,0}$ ) e, do ensaio de compressão da base elástica foi obtido o módulo de reação da base elástica ( $k$ ).

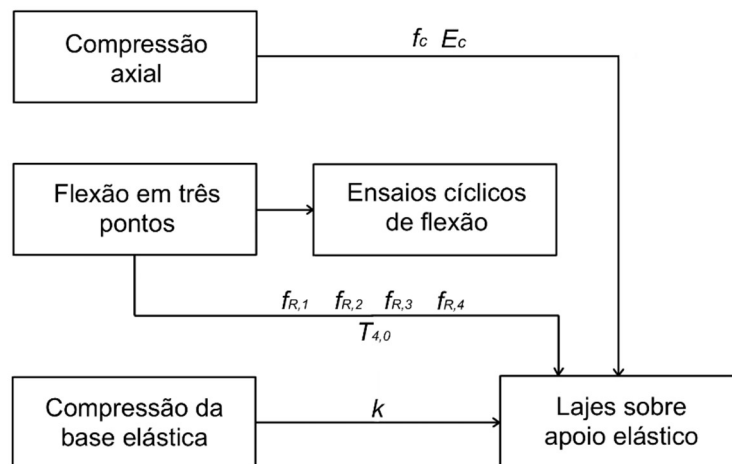


Figura 3. 1 – Esquema do programa experimental e parâmetros obtidos em cada etapa

### 3.2.1 Materiais e dosagem

O cimento utilizado para a produção dos concretos foi o cimento Portland CPV ARI PLUS da fabricante *Lafarge Holcim*. Este material está em concordância com a NBR 16697 [106] atingindo resistência à compressão mínima de 42MPa aos 7 dias e 50MPa aos 28 dias comprovados por ensaios laboratoriais da empresa para o lote utilizado, apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3. 3 - Resultados de ensaios laboratoriais para a resistência à compressão do cimento utilizado comparado aos limites da NBR 16697

Ensaio	Média (MPa) (Desvio)	Limites (MPa) NBR 16697:2018
Resistência à compressão (1 dia)	26,6 (1,38)	$\geq 14,0$
Resistência à compressão (3 dias)	37,2 (1,50)	$\geq 24,0$
Resistência à compressão (7 dias)	42,2 (0,76)	$\geq 34,0$
Resistência à compressão (28 dias)	50,2 (1,10)	-

- Valores entre parênteses representam o desvio padrão.



Os agregados graúdos utilizados foram brita 0, com dimensões máximas de 9,5mm e brita 1 com dimensões máximas de 19mm. O volume de fibras adicionado foi compensado com a retirada do mesmo volume de brita 1 para cada mistura. Os agregados miúdos utilizados foram a areia natural quartzosa com dimensão máxima 2,40mm e módulo de finura 2,58 determinados de acordo com a NBR NM 248 [107] e classificada como agregado miúdo pela NBR 7211 [108] encontrando na zona ótima. Ainda foi utilizada uma areia artificial de britagem com dimensão máxima característica de 2,40mm e módulo de finura de 2,02. As curvas granulométricas dos agregados utilizados, apresentadas na Figura 3.2, foram determinadas de acordo com a NBR NM 248 [107].

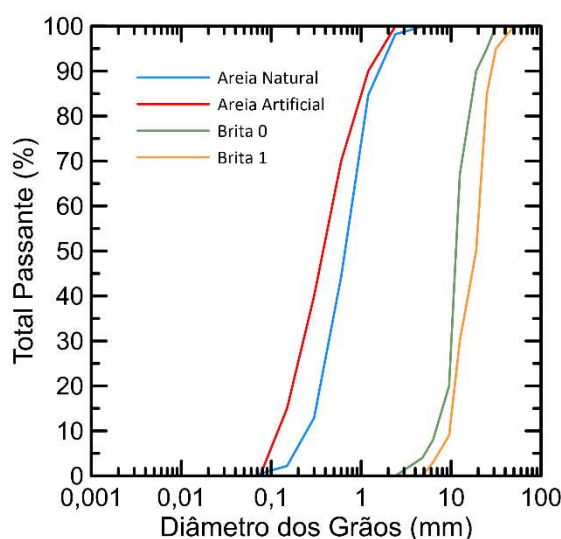


Figura 3. 2 - Curvas granulométricas dos agregados utilizados nos concretos

O fator água-cimento utilizado para todas as misturas foi de 0,42 com consumo mínimo de cimento de  $380\text{kg/m}^3$  como especifica a circular da FAA AC150/5370-10H [101]. Para garantir e manter a trabalhabilidade dos CRF, que tendem a ser mais consistentes do que os concretos simples com o mesmo traço com o aumento da fração das fibras [14,109–111], foram utilizados aditivos químicos, ambos produzidos pela *GCP Applied Technologies* e de acordo com a NBR 11768 [112]: primeiramente, o superplastificante ADVA 753 depois o polifuncional Miraset 818 que tem como uma das funções a manutenção da fluidez do concreto fresco por mais tempo. Os teores dos aditivos foram modificados para garantir a trabalhabilidade desejada para cada mistura.

As fibras de PVA utilizadas como reforço são fabricadas pela *Kuraray*, sendo a macrofibra RF4000 com 30mm de comprimento, razão de aspecto de 45,

resistência nominal à tração de 900MPa e módulo de elasticidade de 23GPa e, a microfibras RECS15 com 12mm de comprimento, razão de aspecto de 300, resistência nominal à tração de 1560MPa e módulo de elasticidade de 41GPa, informações fornecidas pelo fabricante. O aspecto físico das fibras de PVA podem ser vistos na Figura 3.3.

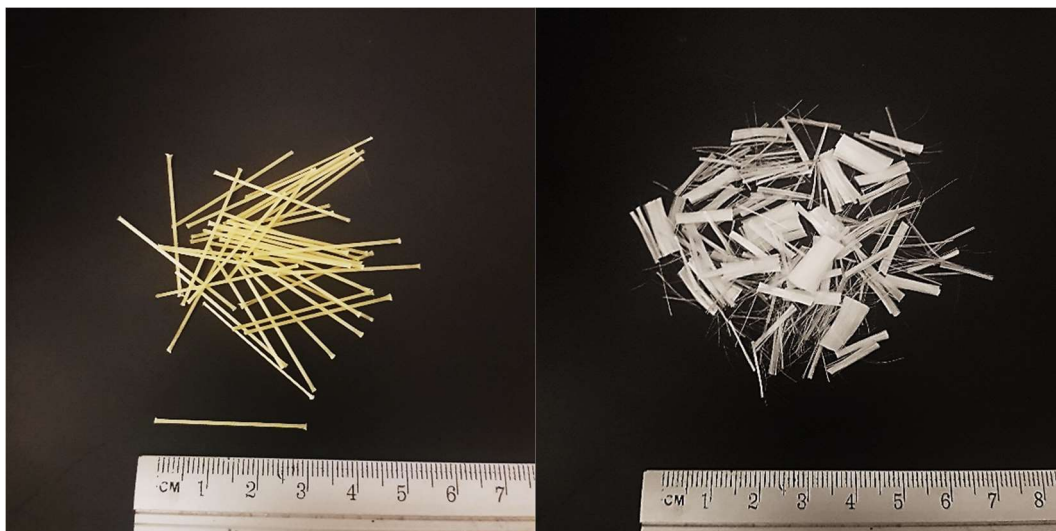


Figura 3. 3 - Aspecto físico das fibras de PVA utilizadas

A macrofibras de polipropileno, tem 58mm de comprimento, razão de aspecto de 85, resistência nominal à tração de 600MPa e módulo de elasticidade de 7GPa. O aspecto físico das fibras de polipropileno utilizada pode ser verificado na Figura 3.4.

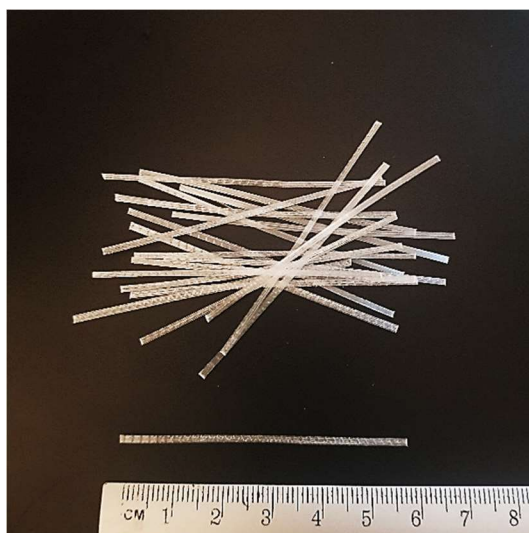


Figura 3. 4 - Aspecto físico da fibra de polipropileno utilizada

A Tabela 3.4 apresenta o detalhamento dos traços utilizados para cada um dos concretos estudados.

Tabela 3. 4 - Composição dos traços utilizados para cada um dos compósitos (valores em kg/m³)

Composição		REF	RF4-5	RF4-10	RF4-15	REC-3	REC-6	PP-5
Cimento	CPV ARI	380	380	380	380	380	380	380
	Areia Natural	675	675	675	675	675	675	675
Agregados	Areia de Britagem	136	136	136	136	136	136	136
	Brita 0	250	250	250	250	250	250	250
	Brita 1	650	643	637	630	633	628	641
Água	Água	160	160	160	160	160	160	160
Aditivos	Superplastificante	3,80	3,80	5,70	5,70	5,70	5,70	3,80
	Polifuncional	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90
	RF4000	-	5,0	10,0	15,0	10,0	10,0	-
Fibras	RECS15	-	-	-	-	3,0	6,5	-
	PP	-	-	-	-	-	-	5,0

Para a simulação da base elástica nos ensaios estruturais das lajes totalmente apoiadas em solo, placas rígidas de 25mm de espessura de poliestireno extrudado (XPS) produzidos por *BuildSpuma*, foram utilizadas. Este material apresenta a massa específica de 38kg/m³ e resistência a compressão em 10% de deformação no valor de 355kPa, de acordo com a NBR 8082 [113]. Os ensaios à compressão realizados estão descritos no item 3.2.5 de onde foi extraído o módulo de reação da base elástica, k.

### 3.2.2 Procedimento de mistura

Todas as misturas realizadas foram de no mínimo 85 litros e foram executadas em betoneira com capacidade para 400 litros. As proporções apresentadas na Tabela 3.4 foram proporcionalmente reduzidas para o volume necessário para cada etapa e moldagens desejadas. Para a moldagem das lajes, para os ensaios estruturais, o procedimento de mistura foi repetido por 4 vezes de 150 litros em sequência, totalizando 600 litros para cada uma das lajes. O procedimento seguido durante cada processo de mistura foi o seguinte:

- O tambor da betoneira foi saturado com água e seco com papel absorvente industrial para garantir que a água da mistura não fosse absorvida pelo tambor durante o processo.

- Os agregados foram adicionados à betoneira seguindo a ordem de areia natural, areia de britagem, brita 0 e brita 1.
- Foi adicionado fração de 70% da água da mistura.
- Estes materiais até então adicionados foram misturados por 60 segundos.
- Após esta mistura inicial, foi adicionado o cimento, deixando-o misturar por 60 segundos com a betoneira com a tampa fechada para garantir o mínimo de perda de material fino do cimento.
- Em seguida, foi adicionada a fração de 30% de água restante, deixando misturar por mais 60 segundos.
- Foram adicionados o superplastificante e o polifuncional e a mistura prosseguiu por mais 5 minutos; para os concretos simples, sem adição de fibras, o preparo foi encerrado nesta etapa.
- Para os CRF, a adição de fibras se deu neste ponto. As fibras foram adicionadas com a betoneira em funcionamento à razão de aproximadamente 500g/min para garantir dispersão uniforme na mistura. Após a finalização da adição de fibras, a mistura prosseguiu por mais 5 minutos.

Com a finalização de cada mistura, pode-se realizar o ensaio de abatimento de tronco de cone para caracterizar o concreto no estado fresco e prosseguir com a moldagem dos corpos de provas específicos para cada tipo de ensaio para caracterização mecânica dos concretos que serão abordados em itens específicos a seguir.

### **3.2.3 Ensaio para a caracterização dos concretos**

#### **3.2.3.1. Ensaio de abatimento de tronco de cone**

A avaliação da trabalhabilidade da matriz no estado fresco é feita pelo ensaio de abatimento do tronco de cone especificado pela NBR NM 67 [102]. Neste ensaio podem ser verificados o abatimento, a forma assumida pelo concreto, a avaliação de segregação e exsudação do concreto e a distribuição dos materiais após a mistura.

Para a execução do ensaio, utiliza-se uma forma metálica em formato de tronco de cone com as dimensões apresentadas na Figura 3.5, uma haste de compactação utilizada para o adensamento do concreto do corpo de prova e uma placa de metal usada como base para realização do ensaio.

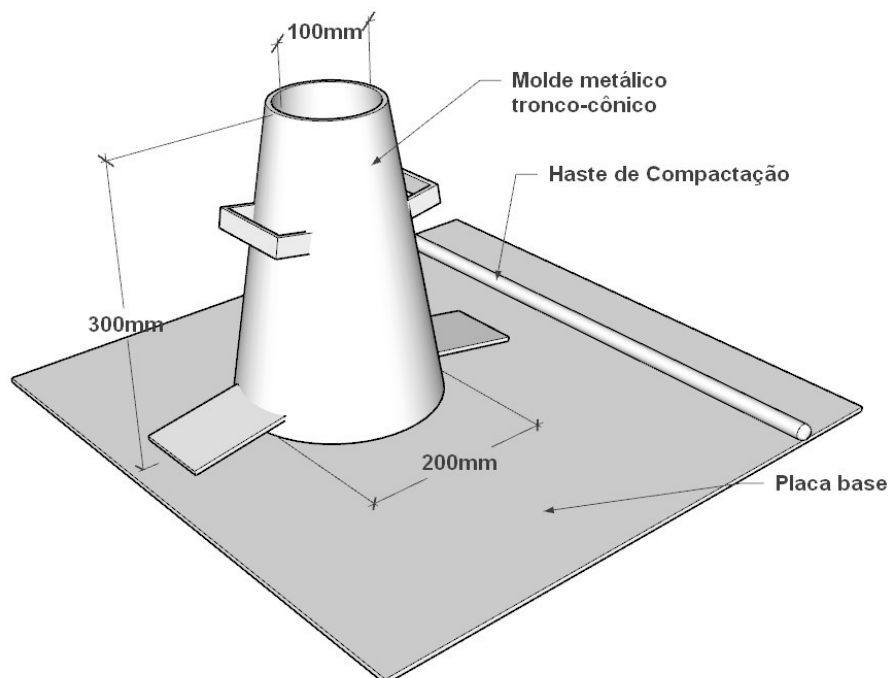


Figura 3. 5 - Molde metálico, haste de compactação e placa base para o ensaio de abatimento do tronco de cone

A execução do ensaio se inicia umedecendo o molde e a placa e posicionando o molde troncocônico de modo que seu menor diâmetro permanecesse voltado para cima. Neste ponto, o molde começa a ser preenchido por concreto, em três camadas distintas, cada uma com altura de um terço da altura total do molde, que devem ser adensadas com a haste de metal com 25 golpes para cada camada, garantindo que a mistura seja adensada de maneira uniforme. Após o preenchimento e adensamento completo do molde com concreto, o molde foi removido, com um movimento lento, contínuo e vertical, realizado em no máximo 10 segundos. Após a retirada do molde, este foi posicionado com o maior diâmetro voltado para cima, ao lado do corpo de prova e medindo-se o abatimento do tronco de cone de concreto obtido pela diferença entre a altura do molde e a altura do eixo do corpo de prova abatido como esquema apresentado na Figura 3.6.

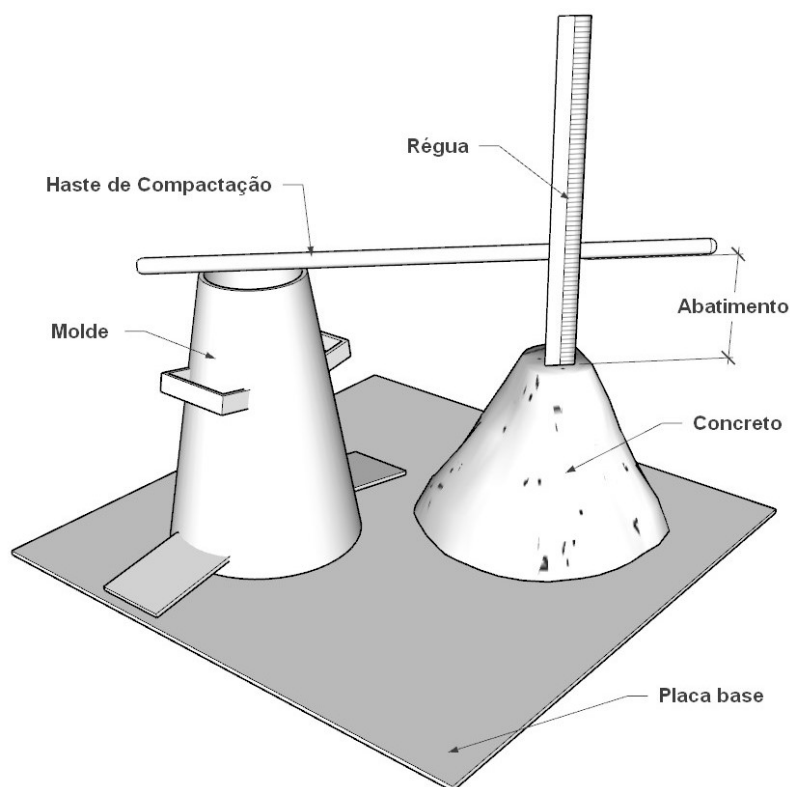


Figura 3. 6 - Processo de aferição do abatimento de acordo com a NBR NM 67 [102]

Os ensaios de abatimento de tronco de cone foram realizados após cada mistura para definir a trabalhabilidade dos concretos. O fator água cimento foi mantido o mesmo para todas as misturas, variando, em alguns casos o teor de superplastificante para aumentar a trabalhabilidade e compensar a redução nesta propriedade que é causada pela maior superfície específica que as fibras apresentam em comparação aos agregados, necessitando de maior quantidade de argamassa para seu revestimento, além da possibilidade que as fibras formem uma rede no concreto impossibilitando a segregação dos agregados [114]. A razão de aspecto das fibras e a fração aplicada ao concreto influenciam diretamente nesta propriedade [115]. A Tabela 3.5 apresenta os resultados para cada uma das misturas.

Tabela 3. 5 - Resultados dos ensaios de abatimento do tronco de cone e teor de superplastificante para cada mistura.

Concreto	Abatimento (mm)	Superplastificante (em relação à massa de cimento)
REF	70 (2)	1,0%
RF4-5	150 (7)	1,5%
RF4-10	110 (5)	1,5%
RF4-15	100 (5)	1,5%
REC-3	25 (2)	1,5%
REC-6	0 (0)	1,5%
PP-5	120 (10)	1,2%

- Valores entre parênteses representam o desvio padrão.

Avaliando os resultados, para os CRF de PVA, que possuem o mesmo teor de superplastificante, pode-se verificar que com o aumento do teor de fibras, há um decréscimo no valor do abatimento. Além disso, com a utilização de fibras com maior razão de aspecto, caso dos compósitos híbridos REC-3 e REC-6 esta redução no abatimento é ainda maior. Ou seja, o abatimento diminui à medida que o volume de fibras vezes a razão de aspecto ( $V_f \cdot [l_f / d_f]$ ) aumenta. Onde  $V_f$  é o volume de fibras adicionado à mistura,  $l_f$  é o comprimento da fibra e  $d_f$  o diâmetro da fibra.

### 3.2.3.2. Comportamento mecânico sob compressão axial

Os ensaios para a determinação da resistência à compressão axial e do módulo de elasticidade foram realizados aos 28 dias após a moldagem dos corpos de prova e cura em câmara úmida como especificados nas NBR 8522 [105] e NBR 5739 [104] respectivamente.

Para estes ensaios foram utilizados cilindros de 200mm de altura e 100mm de diâmetro. Antes da moldagem, os moldes eram preparados com o material desmoldante DESMOLTEC 25 produzido pela *GCP Applied Technologies* para facilitar e garantir a desmoldagem completa, sem danificar os corpos de prova de concreto neste processo. Durante a moldagem o concreto foi lançado em três

camadas sucessivas e adensado no molde em mesa vibratória. Os moldes então foram cobertos com filme plástico para garantir a mínima perda de água pela superfície exposta do concreto para o ambiente. Após 24 horas, os corpos de prova foram desmoldados, identificados e colocados em ambiente com temperatura e umidade controladas. Anteriormente aos ensaios, com aproximadamente 24 horas, os corpos de prova foram faceados para regularizar e garantir o paralelismo entre as faces onde foram aplicados o carregamento durante o ensaio.

O equipamento utilizado para a realização destes ensaios foi uma máquina produzida pela empresa *Controls*, modelo MCC8, servo-controlada, com capacidade de carga de 2000kN. A velocidade de carregamento utilizada foi de 0,35 MPa/s. Para os ensaios onde foi determinado o módulo de elasticidade (E), foram posicionados nos corpos de prova, dois transdutores de deslocamento verticais (LVDT) posicionados em anéis cilíndricos ao redor do corpo de prova para a aferição da deformação durante a aplicação do carregamento. Com esses dados era possível o cálculo da tensão, que é a relação da carga aplicada com a área da seção transversal do corpo de prova e o módulo de elasticidade que é definido pelo coeficiente angular da corda traçada entre 0 e aproximadamente 30% da tensão máxima, da curva tensão x deformação obtida no ensaio. A Figura 3.7 apresenta um esquema do setup do ensaio de compressão axial.

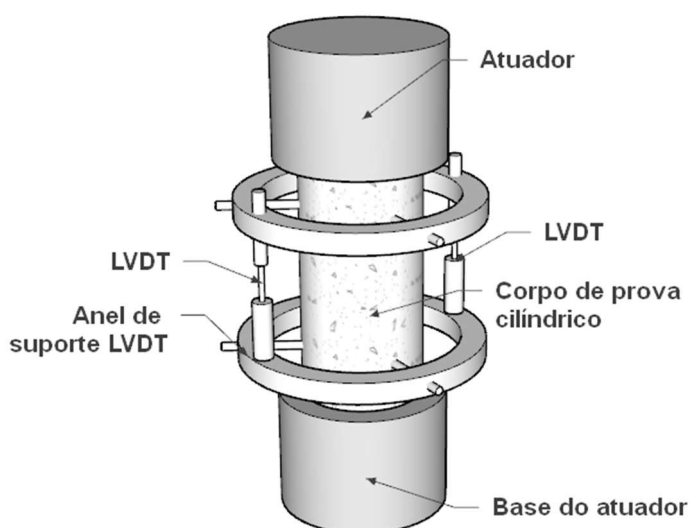


Figura 3. 7 - Esquema do setup do ensaio de compressão axial

Os resultados dos ensaios de compressão realizados com 6 amostras para cada concreto são apresentados na Tabela 3.6. Pode-se identificar redução de até 20% na resistência a compressão com o aumento do teor de superplastificante. Por



outro lado, o aumento das frações de fibras incrementa o mecanismo de pontes de tensão, contribuindo para uma recuperação nos valores da resistência, comparados ao valor de referência. A Figura 3.8 apresenta as curvas tensão x deformação médias dos ensaios de compressão.

Tabela 3. 6 - Resultados dos ensaios de compressão axial

Concreto	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
REF	55,36 (3,61)	32,17 (1,89)
RF4-5	45,12 (5,33)	28,5 (2,05)
RF4-10	54,99 (3,42)	29,38 (1,84)
RF4-15	50,68 (4,87)	31,36 (5,48)
REC-3	53,15 (2,95)	29,67 (2,63)
REC-6	50,78 (2,54)	27,15 (3,67)
PP-5	52,6 (3,76)	29,54 (2,75)

- Valores entre parênteses representam o desvio padrão.

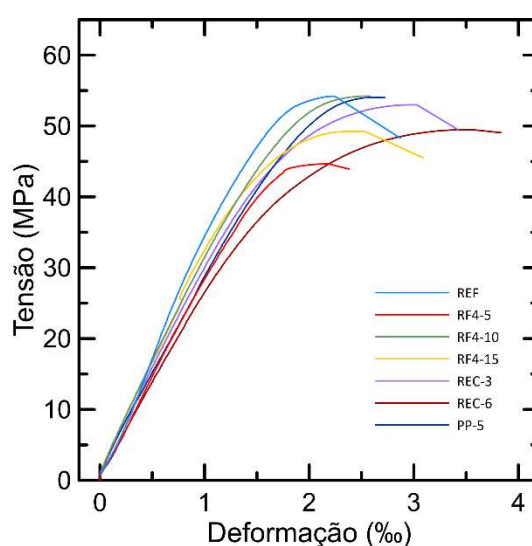


Figura 3. 8 - Curvas Tensão x Deformação médias dos ensaios de compressão realizados.

### 3.2.3.3. Comportamento mecânico sob flexão

O ensaio utilizado para a determinação do comportamento mecânico sob flexão foi o de flexão em três pontos proposto pela EN 14651 [10], que é similar ao proposto pela norma brasileira NBR 16940 [11]. Há conhecimento de outros ensaios para a determinação deste comportamento como o ASTM 1609 [12], no entanto, para o dimensionamento utilizado, proposto pela TR-34 [6], o primeiro método de ensaio é o indicado.

Esta norma propõe a utilização de corpos de prova prismáticos com seção transversal de 150 x 150mm e comprimento de 550mm moldados em formas metálicas. Os moldes foram preparados previamente à concretagem com material desmoldante. O concreto foi lançado no molde prismático primeiramente pelo centro do molde com aproximadamente 45% do seu volume, em seguida metade deste volume é despejada nas duas extremidades do molde, completando 90% do volume total. O molde então é completado, com os 10% do volume final, durante o adensamento do concreto feito em mesa vibratória. Ao final do adensamento, a face exposta do concreto foi protegida com filme plástico para evitar a perda de água para o ambiente nas horas iniciais. Após 24 horas, os prismas foram desmoldados e direcionados a uma câmara com umidade e temperatura controladas onde ficaram até completar sua cura. Para a realização do ensaio de acordo com a EN 14651 [10], há necessidade do corte de um entalhe no centro do prisma, para o posicionamento do *clip-gage*. Este entalhe foi feito deixando a distância entre o topo do corpo de prova e o topo do entalhe ( $h_{sp}$ ) de  $125\text{mm} \pm 1\text{mm}$ , até 3 horas antes do ensaio, com a utilização de uma serra diamantada com 3mm de espessura.

Para a realização do ensaio, dois roletes de suporte com 30mm de diâmetro foram posicionados com um espaçamento de 500mm entre eles. Ambos roletes possuíam liberdade de movimento horizontal na direção do vão. Um dos roletes, com menor liberdade de deslocamento horizontal, possuía liberdade de rotação transversal. Esta configuração evita o surgimento de forças normais excêntricas no corpo de prova durante o carregamento, o que influenciaria na distribuição de tensões durante o ensaio. O alinhamento dos roletes foi feito posicionando o centro do vão alinhado com o eixo de aplicação de carga do atuador servo-hidráulico.

Para a aplicação de carga foi utilizado rolete similar aos de suporte, acoplado à célula de carga que está acoplada ao pistão do atuador servo-hidráulico. Este rolete

tem liberdade de rotação transversal pelos mesmos motivos dos roletes de suporte. O alinhamento e centralização da aplicação de carga foi feito com relação à face superior do prisma. O atuador servo-hidráulico utilizado para os ensaios foi um MTS modelo 244.41 com capacidade de carga de 500kN e o controle realizado por sistema *closed-loop*, sendo o atuador conduzido por um controlador *Flex-test 60* a partir da velocidade de abertura de fissura (*Crack Mouth Opening Displacement, CMOD*) aquisitada por um *clip-gage* da marca MTS, modelo 632.02B-20 posicionado no entalhe na face inferior do corpo de prova através de duas placas metálicas fixadas ao redor do entalhe. A velocidade de abertura de fissura para este ensaio é de 0,05mm/min até  $CMOD=0,1mm$  e, em seguida 0,20mm/min até o final do ensaio que se dá pelo  $CMOD=4,0mm$ . Os dados de carregamento e abertura de fissura foram aquisitados com frequência de 5Hz. O esquema do ensaio e o *setup* são apresentados na Figura 3.9.

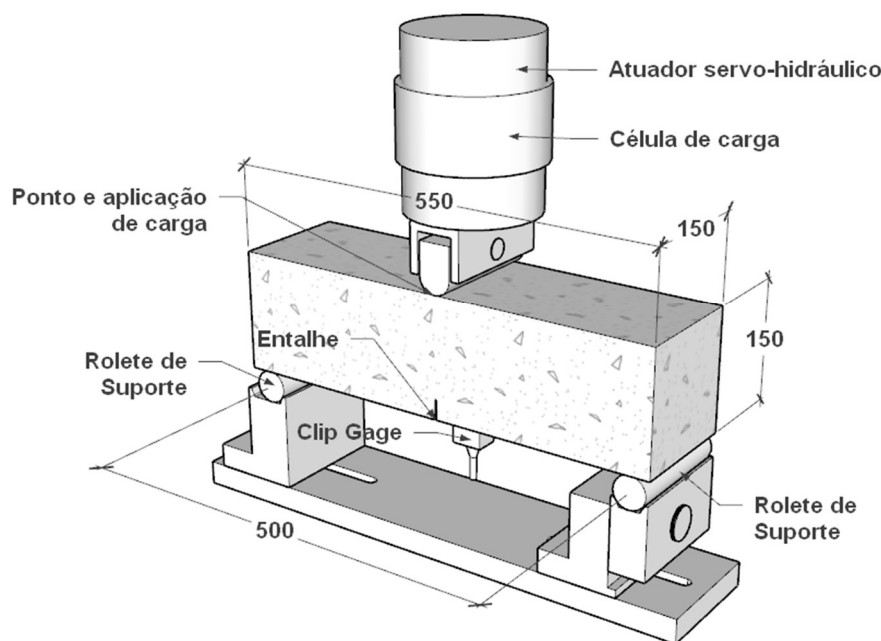


Figura 3. 9 - Esquema do setup do ensaio de flexão em três pontos para 500mm de vão

A tensão de flexão resistida pelo corpo de prova para cada abertura de fissura ( $CMOD_R$ ) é dada pela Equação 3.1, também já apresentada na seção 2.6, e necessária para a construção da curva tensão-abertura de fissura apresentada na Figura 3.10, de onde são retirados os parâmetros de resistência residual do CRF para o dimensionamento das lajes sobre apoio elástico.

$$f_R = \frac{3F_R l}{2bh_{sp}^2} \quad (3.1)$$

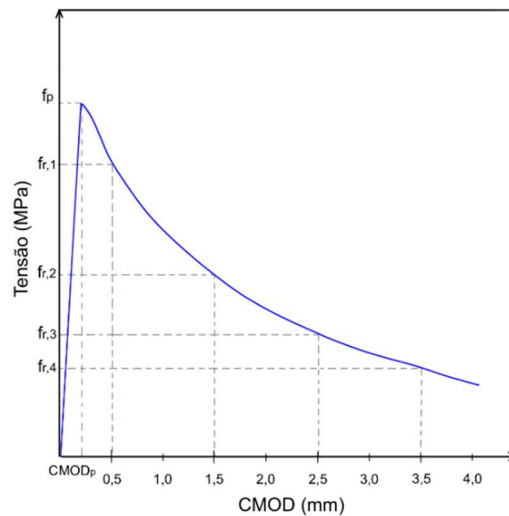


Figura 3. 10 - Resultado típico da curva tensão x abertura de fissura obtida com os resultados do ensaio de flexão em três pontos

### 3.2.4 Ensaio cíclicos de flexão em três pontos

Os ensaios de cíclicos à flexão utilizaram a mesma configuração dos ensaios monotônicos de flexão em três pontos, com corpos de prova prismáticos de 150 x 150 x 550mm moldados em formas metálicas. Após 24 horas os prismas foram removidos das formas e direcionados à câmara com umidade e temperaturas controladas para o processo de cura. Com 28 dias, entalhes de 3mm de espessura e 25mm de profundidade foram feitos por meio de serra circular diamantada na metade do comprimento. Assim como no ensaio monotônico, o espaçamento entre os suportes permaneceu de 500mm com o ponto de carregamento no centro deste vão, acima da face superior do corpo de prova, na direção do entalhe. No entalhe foi posicionado o *clip gage*, preso em placas metálicas fixadas no corpo de prova, para a aquisição da abertura de fissura durante as etapas do ensaio.

Os ensaios foram divididos em duas categorias, para corpos de prova não-fissurados e pré-fissurados. Os não-fissurados foram realizados considerando a tensão máxima de fissuração ( $f_p$ ) média dos ensaios monotônicos realizados de onde é possível extrair o carregamento máximo de fissuração ( $F_p$ ). Para os limites do carregamento cíclico, foram considerados dois carregamentos distintos, o primeiro utilizou  $F_{\max} = 50\% F_p$  e o segundo utilizou  $F_{\max} = 70\% F_p$ , e ambos com amplitude  $R = 0,3$ . Os corpos de prova foram submetidos a  $10^5$  ciclos, com controle por força

e, ao final destes ciclos, foram submetidos à carregamento monotônico com controle por velocidade de abertura de fissura, sendo, 0,05mm/min até 0,1mm de abertura de fissura e 0,2mm/min após esta marca, até o final do ensaio com abertura de fissura igual a 4,0mm. A aquisição de dados foi feita em 1024Hz. A Figura 3.11 apresenta um esquema da curva carga x abertura de fissura resultado do ensaio e os parâmetros utilizados.

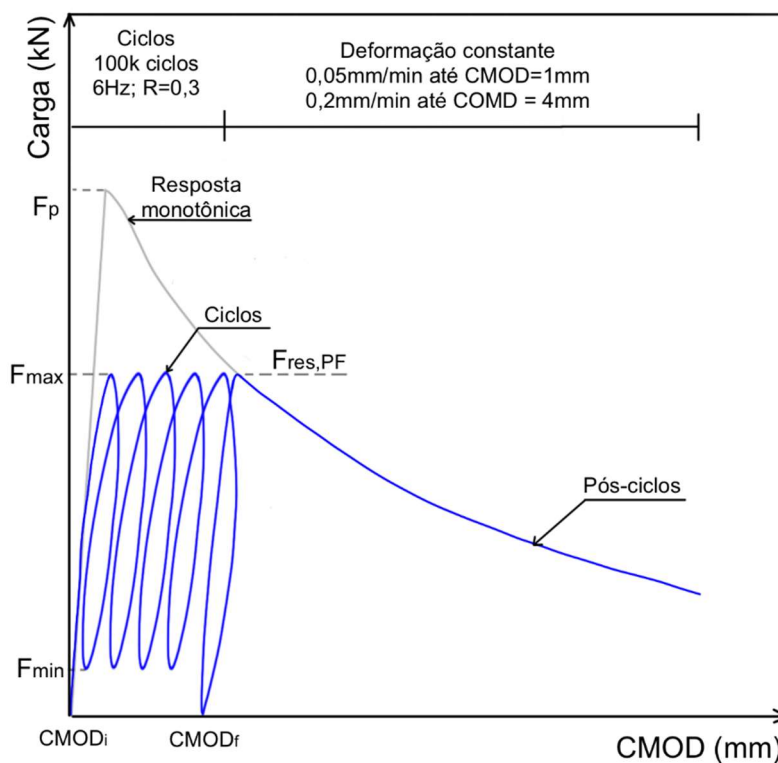


Figura 3. 11 - Procedimento e resultado típico de ensaio de fadiga em amostras não-fissuradas

Para os ensaios pré-fissurados, foi realizada uma etapa prévia para efetuar a pré-fissuração de cada corpo de prova. Nesta etapa cada amostra foi carregada com deformação constante de 0,05mm/min até a abertura de fissura de 0,5mm (que é considerado o limite de serviço de acordo com o *fib Model Code 2010* [7]). Então, para cada amostra, foi obtido o valor de carga correspondente à tensão para a abertura de fissura 0,5mm aqui denominado  $F_1$ . Neste caso, foi utilizado como carregamento máximo para os ciclos  $F_{\max} = 70\% F_1$  e amplitude  $R = 0,3$ . O carregamento mínimo ( $F_{\min}$ ) foi definido pela relação com a amplitude  $R = F_{\min}/F_{\max}$ . As amostras foram então submetidas a  $10^5$  ciclos, com controle por força e, ao final destes ciclos foram submetidos à carregamento monotônico, com controle por velocidade de abertura de fissura, sendo 0,2mm/min até o final do ensaio com abertura de fissura final igual a 4,0mm. A aquisição de dados foi feita em 1024Hz.

A Figura 3.12 apresenta um esquema da curva carga x abertura de fissura para o ensaio completo e os parâmetros utilizados e adquiridos em cada etapa.

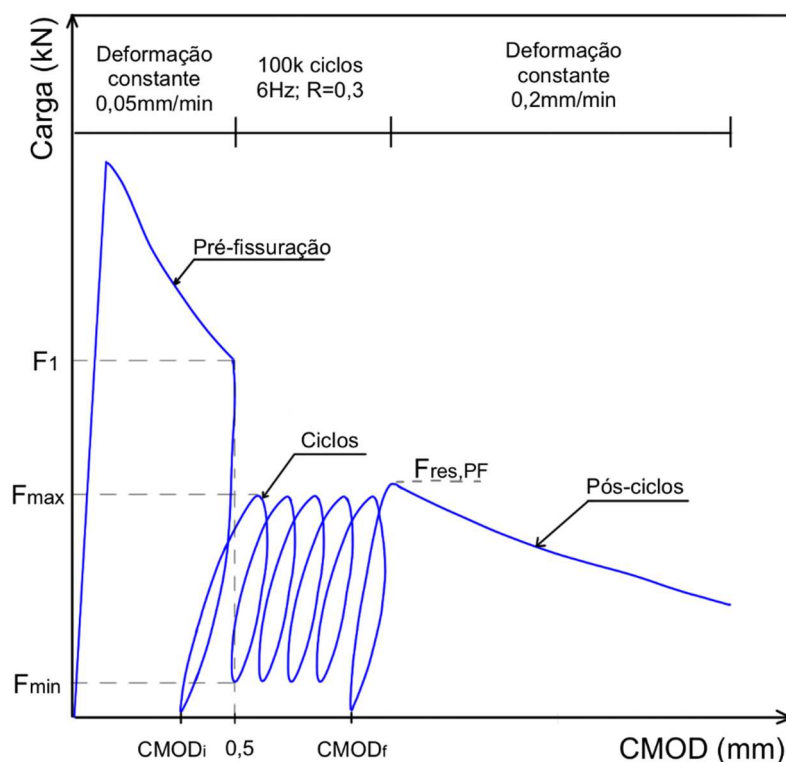


Figura 3. 12 - Procedimento e resultado típico de ensaios de fadiga em amostras pré-fissuradas

### 3.2.5 Ensaio para a caracterização da base elástica

#### 3.2.5.1 Comportamento mecânico sob compressão axial

Os resultados dos ensaios estruturais das lajes sobre apoio elástico dependem diretamente do valor do módulo de reação ( $k$ ) do material utilizado com esta base. O poliestireno extrudado (XPS) escolhido foi então submetido a ensaio de compressão uniaxial para a determinação do valor de  $k$ . Neste ensaio, foram utilizados corpos de prova de 102mm de diâmetro e 25mm de espessura, removidos diretamente de placas do material. Este cilindro foi posicionado dentro de um anel de aço com 102,5mm de diâmetro e 35mm de altura. O corpo de prova foi então carregado à compressão axial por um pistão de diâmetro semelhante com uma taxa de 2mm/min. Para o ensaio foi utilizado o atuador servo-hidráulico MTS modelo 810, com capacidade de 250kN. A tensão resistida pelo corpo de prova é dada pela carga aplicada dividida pela área da peça e a deformação foi obtida pelo deslocamento relativo do pistão em relação à espessura inicial do corpo de prova

de XPS. O valor do módulo de reação do XPS é o coeficiente angular da curva tensão x encurtamento obtida no ensaio. A Figura 3.13 apresenta um esquema e o setup do ensaio. A aquisição de dados do ensaio foi realizada em frequência de 5Hz.

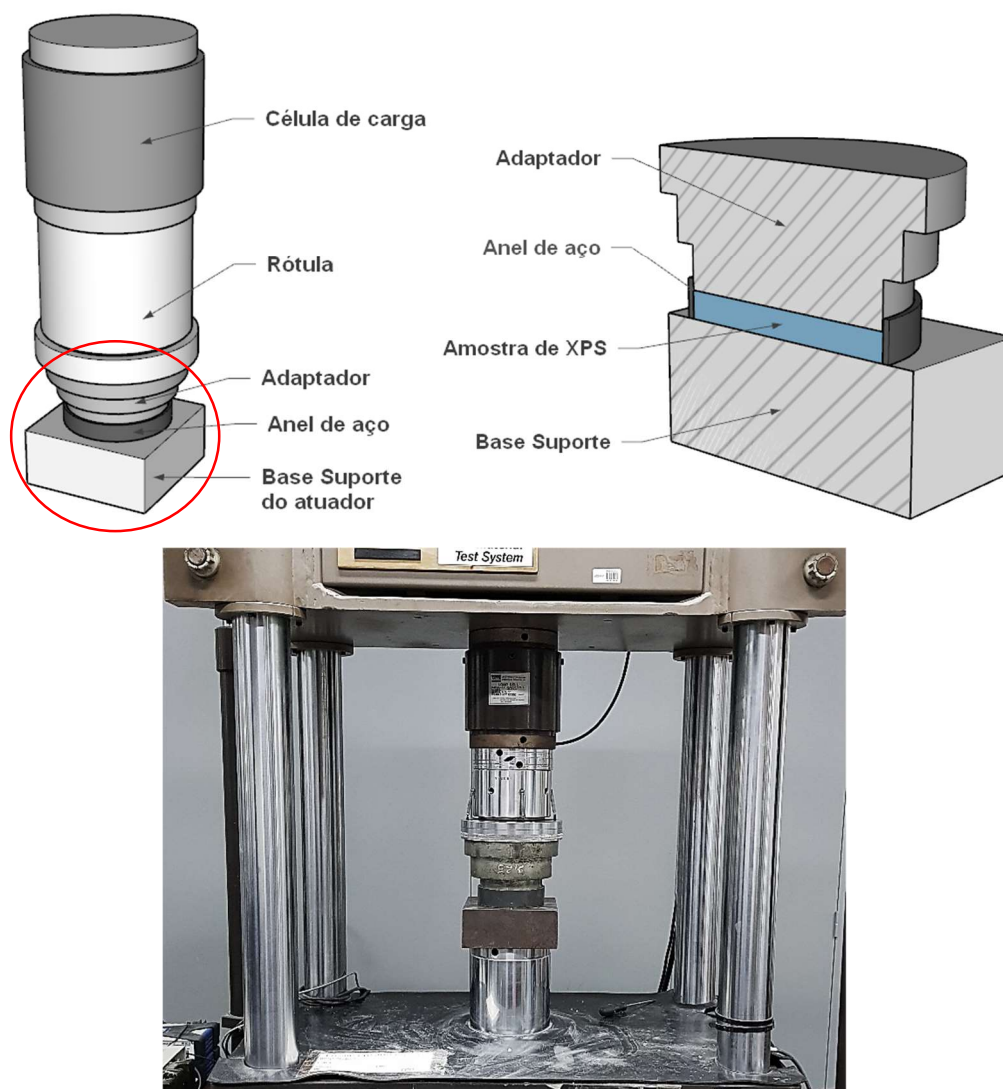


Figura 3. 13 - Esquema e setup do ensaio de caracterização a base elástica

### 3.2.6 Ensaios estruturais

#### 3.2.6.1 Ensaios em lajes sobre apoio elástico

Foram moldadas no total 5 lajes, 4 lajes com dimensões 2000 x 2000 x 125 mm sendo a primeira com o concreto de referência (REF), uma com o CRFPVA com 5kg/m<sup>3</sup> de fibras (RF4-5), uma com o CRFPVA com 10kg/m<sup>3</sup> de fibras (RF4-10) e outra com o CRFPP com 5kg/m<sup>3</sup> (PP-5). A espessura das lajes foi escolhida de acordo com a espessura mínima considerada pelo software FAARFIELD para

aeronaves com massa bruta de até 13608kg. A última das 5 lajes foi moldada com o CRFPVA com  $10\text{kg/m}^3$  de fibras (RF4-10), entretanto com dimensões de  $2000 \times 2000 \times 60$  mm para avaliar o comportamento do CRFPVA com espessura de aproximadamente 50% da laje de referência. Para o ensaio, a laje é posicionada sobre placas de XPS que simulam o apoio elástico, que ocuparam toda a base da laje com atenção especial à placa central, imediatamente inferior ao eixo de aplicação de carga. Como este estudo seguiu os padrões de dimensionamento das lajes considerando o TR-34, a aplicação de carga foi feita considerando carregamentos pontuais, por uma placa de aço de  $100 \times 100 \times 20$ mm. Dois conjuntos, contendo 5 LVDTs modelo HBM cada, foram posicionados perpendicularmente para aquissitar o deslocamento da laje com o acréscimo carregamento durante o ensaio. Estes LVDTs foram posicionados com raios de 10, 20, 35, 50 e 65cm a partir do ponto de aplicação de carga, no centro laje. Ainda foram posicionados 2 LVDTs na placa metálica de aplicação de carga para medir o deslocamento do ponto central. O carregamento foi aplicado utilizando atuador servo-hidráulico MTS modelo 244.41 com capacidade de 500kN com controle de deslocamento a uma taxa de  $0,5\text{mm/min}$  até o deslocamento central máximo de 20mm. A aquisição de dados do ensaio foi realizada com frequência de 5Hz. A Figura 3.14 apresenta um esquema do setup do ensaio com o posicionamento dos LVDTs, a Figura 3.15 apresenta a disposição das placas de XPS sob a laje, enquanto a Figura 3.16 apresenta uma imagem do setup montado para o ensaio e do pórtico completo com o atuador utilizado.

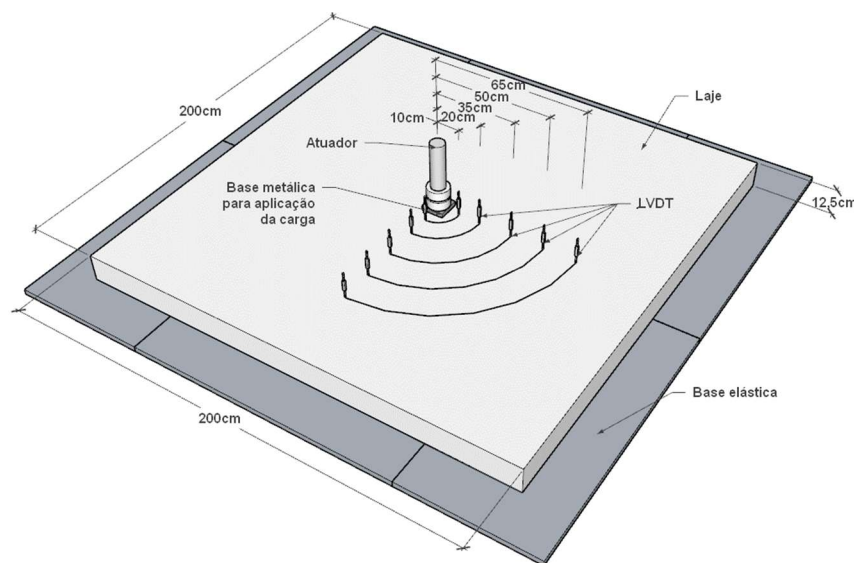


Figura 3. 14 - Esquema do setup de ensaio de laje sobre apoio elástico com carregamento pontual centrado



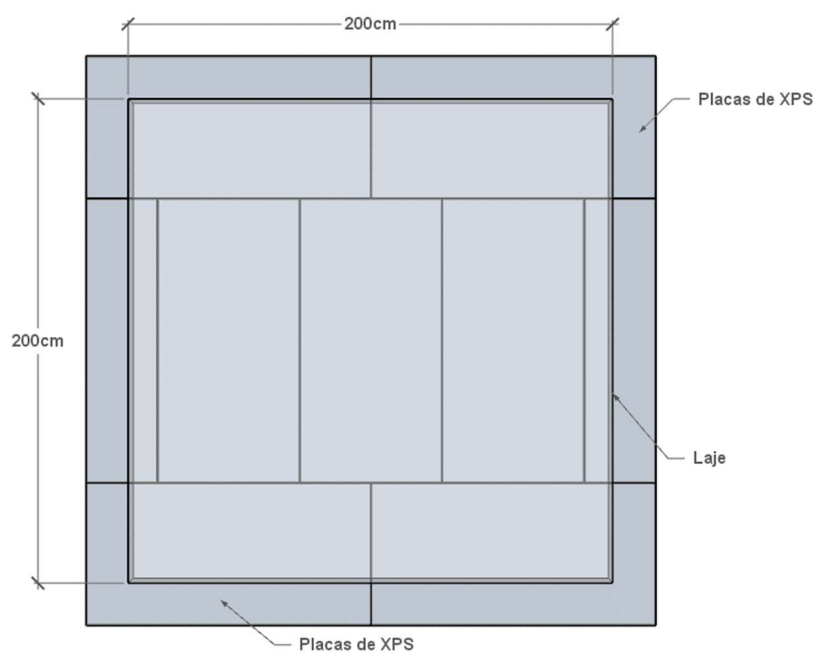


Figura 3. 15 - Disposição das placas de XPS sob a laje para o ensaio

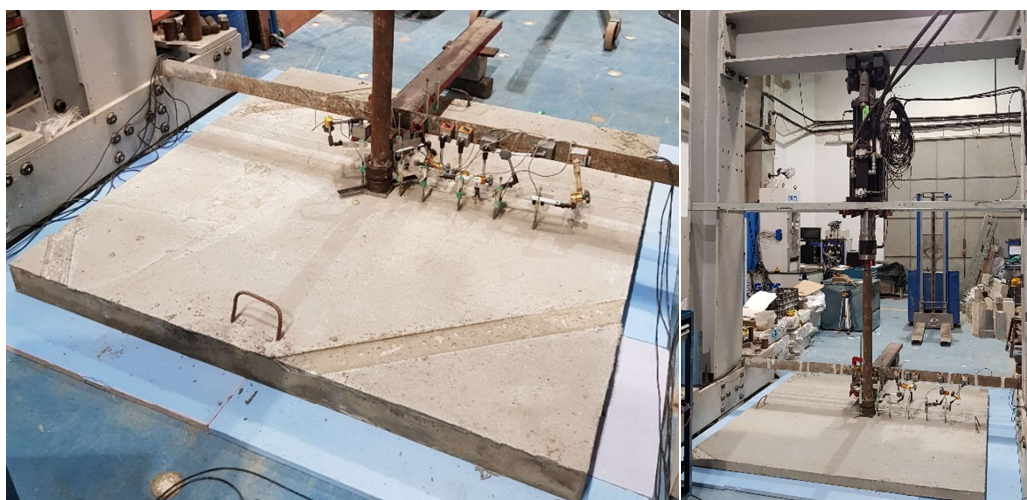


Figura 3. 16 - Setup do ensaio de lajes sobre apoio elástico e visão geral da laje posicionada no pórtico sob o atuador.

## 4. Resultados e Discussão

### 4.1. Comportamento mecânico sob flexão estática

Os resultados dos ensaios de flexão em três pontos são apresentados na Figura 4.1. Para todas as fibras, frações e combinações é possível verificar comportamento *deflection softening*, onde há redução de tensão residual com o acréscimo da deformação. Para os CRFPVA contendo 5, 10 e 15kg/m<sup>3</sup> da fibra RF4000, verifica-se ganho de resistência residual com o aumento da fração de fibras para qualquer abertura de fissura. Além disso a tenacidade é aumentada em até 2,6 vezes comparando o compósito RF4-15 com o RF4-5. Ainda, após fissuração para aberturas de aproximadamente 1,0mm, observa-se uma queda na resistência residual que pode ser atribuída à grande afinidade das fibras de PVA com a matriz cimentícia. Esta afinidade causa a ruptura de parte das fibras, ao invés do comportamento de arrancamento. No caso dos concretos híbridos, utilizando 10kg/m<sup>3</sup> da fibra RF4000 e 3 e 6,5kg/m<sup>3</sup> da fibra RECS15, também se verifica o aumento das resistências residuais com o aumento da fração volumétrica de fibras. O mesmo comportamento de perda de resistência residual, para CMOD maior que 1,0mm, verificado para os compósitos RF4 foi identificado nos concretos com reforços híbridos. Para o CRFPP, a manutenção da resistência residual é verificada com pequeno ganho desta resistência com o aumento da fissuração até CMOD = 4,0mm. Este comportamento de manutenção da resistência residual é comum em CRF com fibras sofrendo arrancamento através da fissura. Este comportamento, apresentado pelo CRFPP, de arrancamento das fibras, necessita de maior quantidade de energia para acontecer causando manutenção ou acréscimo das tensões residuais dependendo da fração de fibras. Por outro lado, o comportamento que apresenta ruptura das fibras, resulta em queda nas tensões residuais como no caso das amostras de CRFPVA [48].

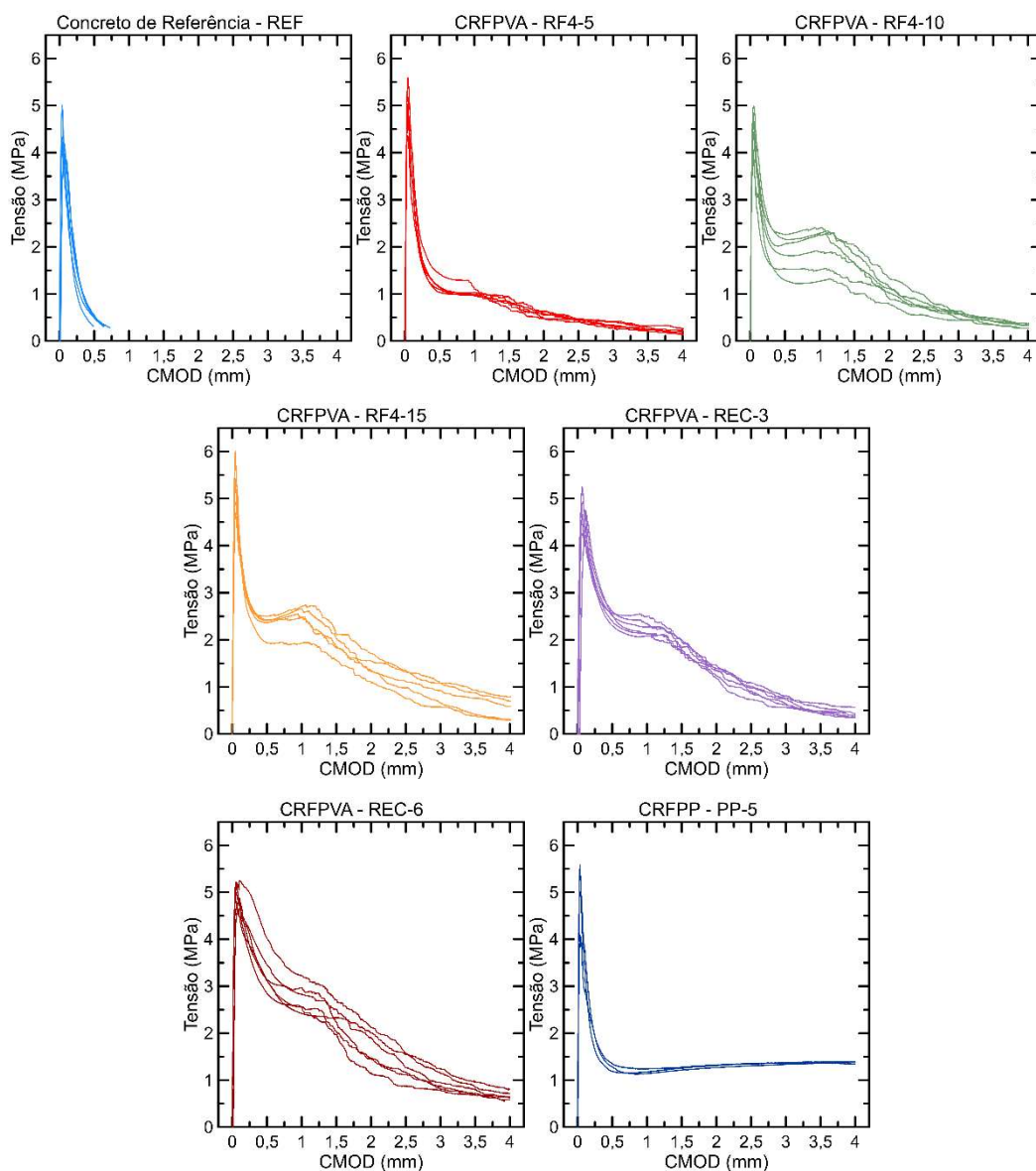


Figura 4. 1 – Curvas tensão x abertura de fissura resultantes dos ensaios à flexão em três pontos

Os resultados dos ensaios, explicitando os valores dos parâmetros utilizados para o dimensionamento de estruturas de CRF são apresentados na Tabela 4.1 e os resultados de manutenção de pico e classificação dos CRF são apresentados na Tabela 4.2. A partir da Tabela 4.1, pode-se observar que os CRFPVA com frações de pelo menos  $10\text{kg/m}^3$  apresentaram maiores resistências residuais em  $f_{R,1}$  e  $f_{R,2}$  do que CRFPVA, o que contribuiu em grande parte para o incremento da tenacidade destes compósitos. Além disso, pode-se verificar para os CRFPVA que, com o incremento da fração de fibras, houve aumento na resistência residual de até 2,8 vezes para  $f_{R,1}$  e  $f_{R,2}$ . Em comparação com o CRFPVA, os CRFPVA têm resistências residuais para  $f_{R,1}$  e  $f_{R,2}$  entre 1,4 e 2,5 vezes maiores, provenientes da maior rigidez das fibras de PVA apresentando ganho de resistência residual mais pronunciado

para menores níveis de deformação, enquanto as fibras ainda não sofreram ruptura. Para aberturas de fissuras maiores como para  $CMOD_3$  e  $CMOD_4$ , os CRFPVA têm comportamento notadamente inferior ou equivalente ao CRFPP, com resultados que variam entre 0,6 e 1,1 para os valores da resistência residual do CRFPP em  $f_{R,3}$  e entre 0,3 e 0,7 para  $f_{R,4}$ . Este comportamento é resultado da ruptura das fibras de PVA conforme a propagação da fissura ocorre.

Tabela 4. 1 Parâmetros obtidos dos ensaios de flexão em três pontos

Concreto	$F_p$ (kN)	$f_p$ (MPa)	$CMOD_p$ (mm)	$f_{R,1}$ (MPa)	$f_{R,2}$ (MPa)	$f_{R,3}$ (MPa)	$f_{R,4}$ (MPa)
REF	13,50 (1,33)	4,54 (0,39)	0,051 (0,014)	- -	- -	- -	- -
RF4-5	15,73 (1,36)	5,03 (0,44)	0,044 (0,008)	1,16 (0,14)	0,82 (0,08)	0,44 (0,03)	0,28 (0,05)
RF4-10	15,58 (1,61)	4,99 (0,52)	0,045 (0,004)	2,06 (0,42)	1,75 (0,42)	0,83 (0,16)	0,46 (0,06)
RF4-15	18,07 (1,65)	5,78 (0,53)	0,047 (0,009)	2,80 (0,56)	2,40 (0,78)	1,53 (0,78)	0,94 (0,54)
REC-3	16,51 (1,14)	4,75 (0,33)	0,074 (0,022)	2,48 (0,12)	1,85 (0,11)	0,93 (0,12)	0,50 (0,08)
REC-6	17,59 (0,71)	5,06 (0,20)	0,076 (0,025)	3,29 (0,41)	2,30 (0,28)	1,26 (0,27)	0,78 (0,11)
PP-5	15,30 (2,35)	4,90 (0,75)	0,038 (0,002)	1,27 (0,08)	1,25 (0,03)	1,33 (0,02)	1,37 (0,01)

- Valores entre parênteses representam o desvio padrão.

Tabela 4. 2 - Resultados de manutenção de resistência de fissuração e classificação dos CRF de acordo com o Model Code [7]

Concreto	$f_{R,1}/f_p$	$f_{R,2}/f_p$	$f_{R,3}/f_p$	$f_{R,4}/f_p$	$f_{R,3}/f_{R,1}$	$T_{4,0}$	Classificação Model Code
RF4-5	0,23 (0,03)	0,16 (0,03)	0,09 (0,01)	0,06 (0,01)	0,38 (0,04)	9,57 (0,51)	-
RF4-10	0,41 (0,05)	0,35 (0,06)	0,17 (0,02)	0,09 (0,02)	0,41 (0,05)	17,12 (2,94)	-
RF4-15	0,49 (0,12)	0,42 (0,16)	0,27 (0,15)	0,17 (0,10)	0,52 (0,14)	25,33 (7,89)	2A
REC-3	0,52 (0,03)	0,39 (0,02)	0,20 (0,03)	0,11 (0,02)	0,37 (0,05)	21,25 (1,10)	-
REC-6	0,65 (0,08)	0,45 (0,05)	0,25 (0,05)	0,15 (0,02)	0,38 (0,06)	27,18 (3,30)	-
PP-5	0,27 (0,06)	0,26 (0,05)	0,28 (0,05)	0,28 (0,05)	1,05 (0,07)	17,69 (0,16)	1D

- Valores entre parênteses representam o desvio padrão.

A partir da Tabela 4.2 nota-se que a tenacidade dos CRF tem acréscimo com o aumento da fração de fibras, sendo mais alta para o RF4-15 e o REC-6 com valores respectivamente 2,6 e 2,8 vezes maiores do que o RF4-5. Os valores da tenacidade são equivalentes para o RF4-10 e o PP-5.

Em relação aos níveis de classificação dos CRF de acordo com o Model Code [7] verifica-se que o CRFPVA RF4-15, com  $15\text{kg/m}^3$  da fibra RF4000, se classifica na categoria “A” com a razão  $f_{R,3}/f_{R,1} = 0,52$ , enquanto o CRFPP PP-5, com  $5\text{kg/m}^3$  se coloca na categoria “D” apresentando a razão  $f_{R,3}/f_{R,1} = 1,05$ . Esta razão apresenta que estes CRF são próprios para serem utilizados para substituição total ou parcial de reforço no estado limite último (ELU). Na literatura são encontrados valores para a relação  $f_{R,3}/f_{R,1}$  para CRFPP variando entre 0,77 a 1,23, para frações  $3\text{kg/m}^3$  e de  $6\text{kg/m}^3$  de fibras de polipropileno respectivamente [116–118].

#### 4.2. Comportamento mecânico sob flexão cíclica

Para os ensaios de flexão cíclica foram utilizados, o concreto de referência, o CRFPP e uma fração volumétrica para cada CRFPVA de acordo com os resultados obtidos nos ensaios monotônicos de flexão em três pontos. O concreto reforçado com  $10\text{kg/m}^3$  de fibras de PVA, obteve valor equivalente da tenacidade ao CRFPP e por isso foi escolhido para comparação direta. O concreto com reforço híbrido contendo  $10\text{kg/m}^3$  da macrofibra de PVA e  $6,5\text{kg/m}^3$  da microfibra de PVA foi selecionado por ter obtido os maiores valores de tensão residual e tenacidade nos ensaios monotônicos.

A Figura 4.2 apresenta os ciclos de histerese para os compósitos ensaiados até 100mil ciclos com tensões máximas de 50% da carga de primeira fissura ( $F_p$ ). Observa-se pequena variação de CMOD, na ordem de  $10^{-2}\text{mm}$ , até o ciclo 100mil.

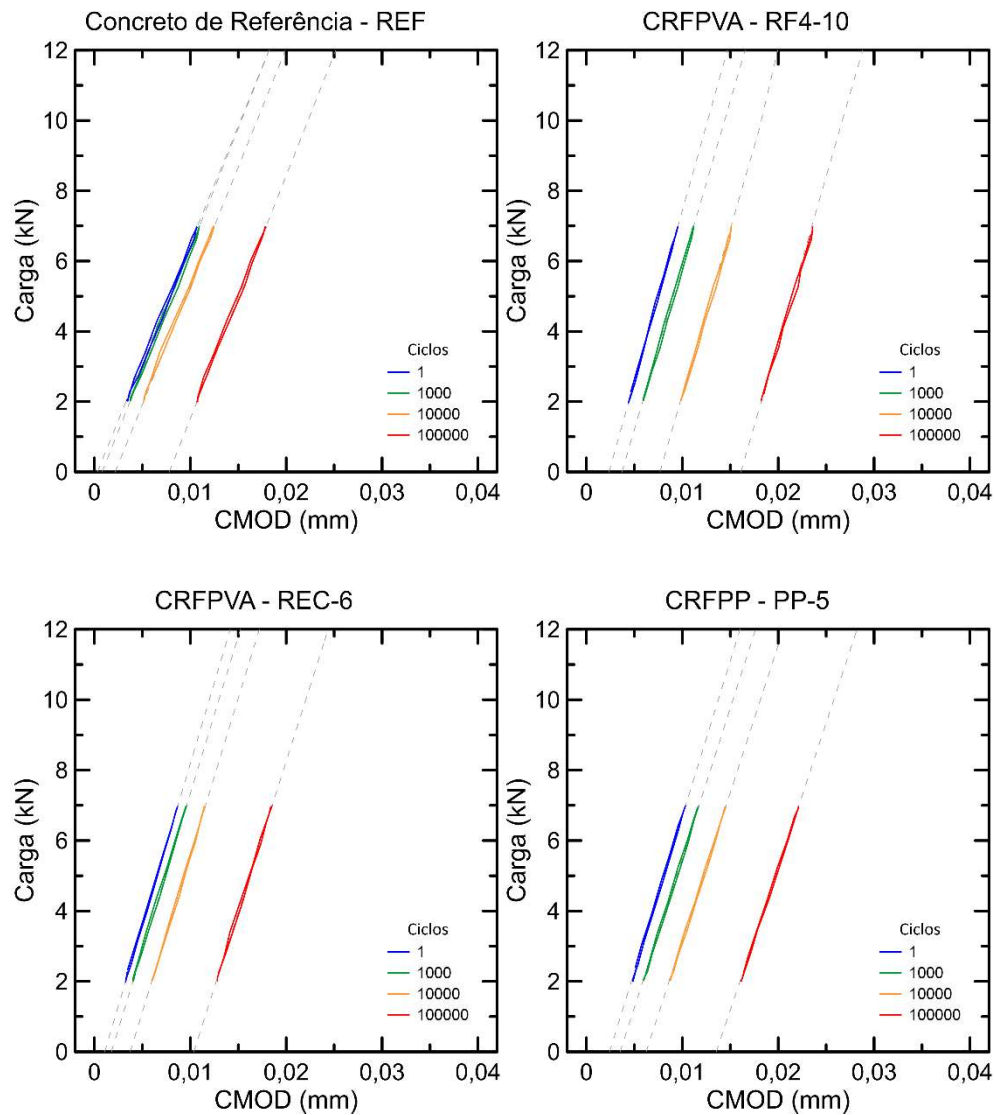


Figura 4. 2 - Ciclos de Histerese para os ensaios não fissurados com  $F_{max}=0,5F_p$

Figura 4.3 apresenta a variação da área dos ciclos de histerese em relação ao aumento dos ciclos para os compósitos testados. Para o número de ciclos e combinação de carregamento aplicados, foi verificado um valor praticamente constante para as áreas, com variação na ordem de  $10^{-3} \text{ kNmm}$ . Este valor indica pequeno ou nenhum aumento na capacidade de dissipação de energia. Para maiores valores de carregamento e número de ciclos, as áreas dos ciclos de histerese tendem a aumentar, pois a deformação no material passa a ser maior para cada ciclo. Este aumento é indicativo de aumento na dissipação de energia em cada ciclo e consequentemente, incremento de dano sofrido pelo material [75,119].

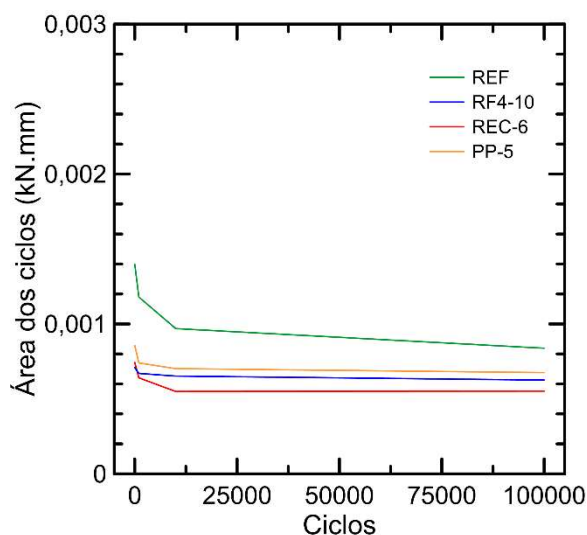


Figura 4. 3 – Comparação da variação na área dos ciclos de histerese

Ainda com relação à avaliação dos ciclos de histerese, o aumento de CMOD com o incremento dos ciclos se dá de maneira crescente para todas as amostras. Além disso, para nenhuma das amostras ensaiadas, houve formação de microfissura. A Figura 4.4 apresenta este comportamento.

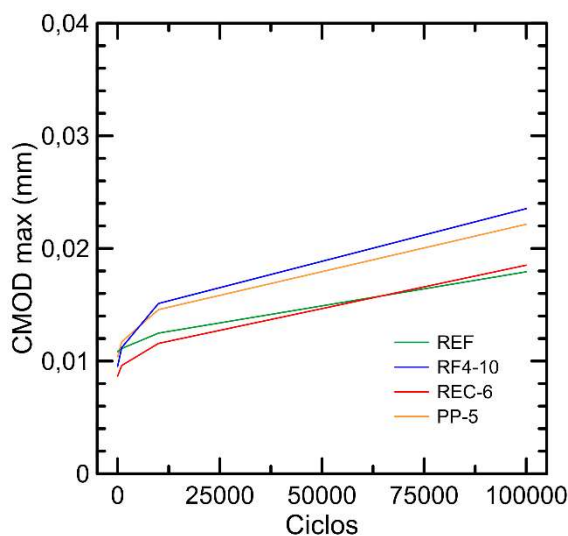


Figura 4. 4 - Propagação da abertura de fissura (CMOD) em relação aos ciclos de fadiga

Após os 100 mil ciclos, os corpos de prova foram ensaiados à flexão em três pontos monotonicamente e levados até  $\text{CMOD} = 4,0\text{mm}$ . Na Figura 4.5 pode-se verificar que, comparado com as médias dos ensaios deflexão em três pontos monotônicos apresentados no item 4.1 (linhas tracejadas), as amostras ensaiadas após os ensaios cíclicos não apresentaram perda de resistência residual significativa em nenhum dos casos. De outra maneira, as amostras de CRFPVA apresentaram

ganho nas resistências residuais. O acréscimo nas resistências residuais após carregamento cíclico foi também verificado em concretos reforçados com fibras de aço, carbono e polipropileno para ensaios cíclicos com combinação de carregamentos que não provocam formação microfissuras nas amostras [79,120–122].

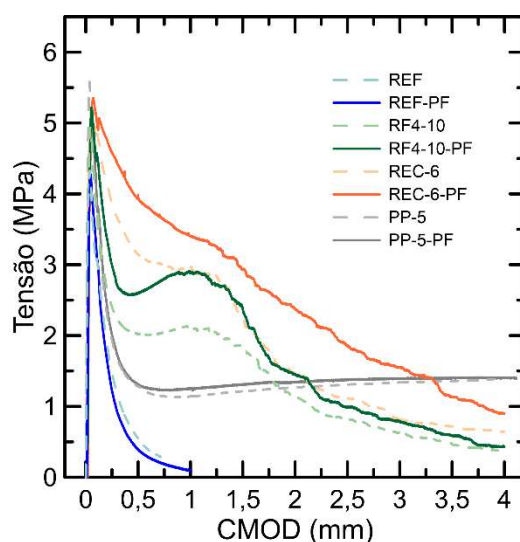


Figura 4. 5 - Comparação de resistências à flexão monotônica (linha tracejada) e pós ciclos (linha sólida) para  $F_{\max}=50\%F_p$

A Tabela 4.3 apresenta um resumo com os valores de CMOD e das áreas dos ciclos de histerese para o ciclo inicial e final, as resistências máximas pós ciclos ( $f_{\text{res},PF}$ ) e o CMOD onde ocorreram, além da razão entre estas resistências e as resistências máximas obtidas nos ensaios monotônicos do item 4.1 ( $f_{\text{res},PF}/f_p$ ). Este último parâmetro permite comparar se houve perda de resistência após os 100 mil ciclos.

Tabela 4. 3 - Resumo dos resultados dos ensaios de fadiga e de flexão pós ciclos

Concreto	$F_{\max}$ (kN)	CMOD <sub>1</sub> (mm)	CMOD <sub>100k</sub> (mm)	Área do ciclo 1 (kNmm)	Área do ciclo 100k (kNmm)	$f_{\text{res},PF}$ (MPa)	CMOD <sub>res,PF</sub> (mm)	$f_{\text{res},PF}/f_p$
REF	7,00	0,010 (0,001)	0,018 (0,001)	0,0014 (0,0002)	0,0008 (0,0001)	4,27 (0,37)	0,049 (0,014)	0,980
RF4-10	7,00	0,009 (0,001)	0,023 (0,002)	0,0007 (0,0001)	0,0006 (0,0001)	5,21 (0,40)	0,055 (0,004)	1,040
REC-6	7,00	0,008 (0,001)	0,018 (0,002)	0,0007 (0,0002)	0,0006 (0,0001)	5,29 (0,20)	0,062 (0,025)	1,040
PP-5	7,00	0,011 (0,002)	0,022 (0,003)	0,0009 (0,0002)	0,0007 (0,0002)	4,96 (0,63)	0,058 (0,002)	1,010

- Valores entre parênteses representam o desvio padrão.



O mesmo conceito dos ensaios cíclicos aplicados anteriormente foi repetido nos prismas, com aplicação de 70% da carga de primeira fissura ( $F_p$ ) dos ensaios monotônicos. Nesse caso a carga superior  $F_{max} = 9,8\text{kN}$  e a carga inferior  $F_{min} = 2,9\text{kN}$ . A amplitude  $R=0,3$  e o número de 100mil ciclos foram mantidos. Apesar de apresentarem valores de CMOD e área dos ciclos mais elevados que os ensaios anteriores, com  $50\%F_p$ , as amostras aqui testadas também não mostraram formação de microfissuras. A Figura 4.6 apresenta os ciclos de histerese para os compósitos ensaiados. Pode-se identificar uma variação maior para o concreto de referência que, no ciclo 100mil, apresenta maior incremento no valor de CMOD e variação na inclinação do ciclo, indicativa de perda de rigidez na amostra.

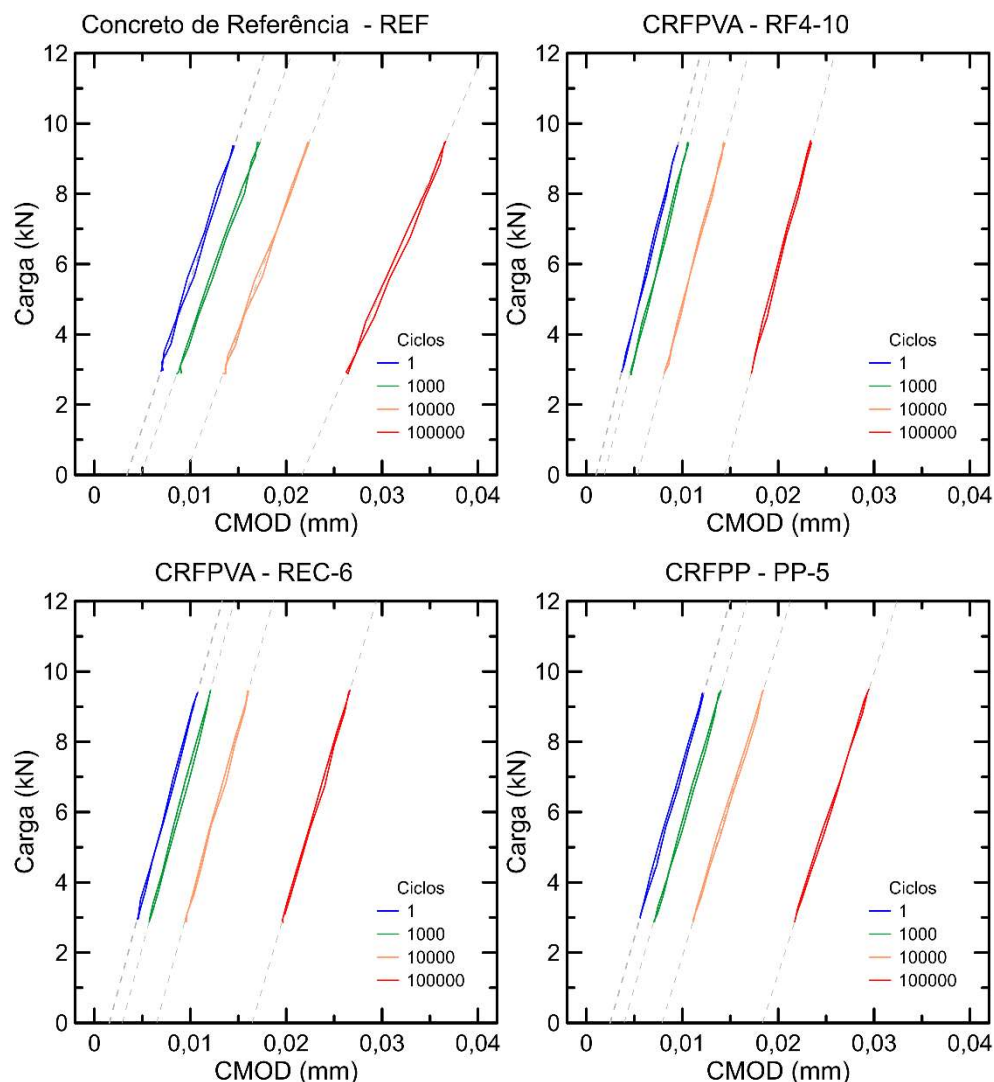


Figura 4. 6 - Ciclos de histerese para os ensaios não-fissurados com  $F_{max}=0,7F_p$

A Figura 4.7 apresenta a variação da área dos ciclos de histerese em relação ao aumento dos ciclos para os compósitos testados. A partir dos resultados, pode-

se observar variação na ordem de  $10^{-3}$  kNmm na área dos ciclos, indicando pequena ou nenhuma variação na capacidade de dissipação de energia. Verifica-se, porém, para o concreto de referência, um comportamento diferente com o aumento da área do ciclo de histerese indicando que esta amostra teve um incremento na capacidade de dissipação de energia.

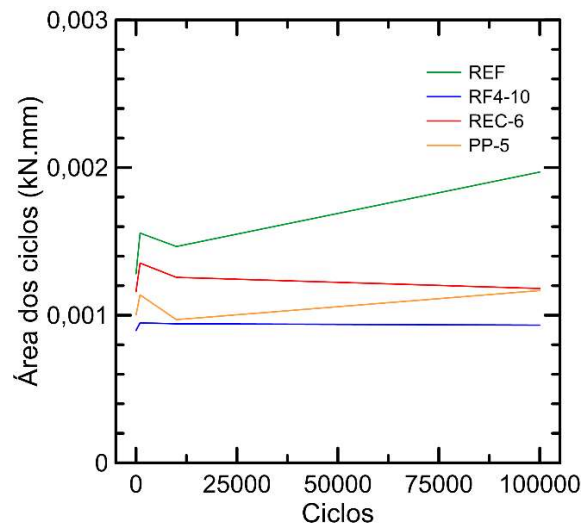


Figura 4. 7 - Comparação da variação nas áreas dos ciclos de histerese

Ainda com relação à avaliação dos ciclos de histerese, identifica-se o acréscimo do CMOD com o avanço dos ciclos. Uma vez mais, pode-se verificar que o concreto de referência apresenta maiores valores de CMOD, enquanto o CRFPVA RF4-10 tem a melhor performance no decorrer do ensaio e, este comportamento é apresentado na Figura 4.8.

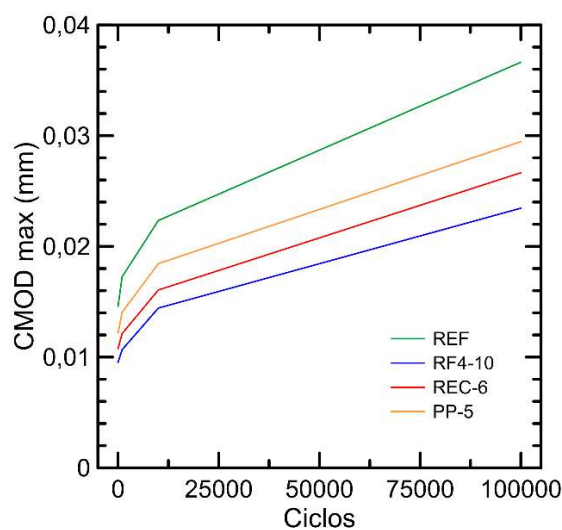


Figura 4. 8 - Propagação da abertura de fissura (CMOD) em relação aos ciclos de fadiga

Após os carregamentos cíclicos os prismas também foram ensaiados monotonicamente para identificar a resistência residual máxima e seu comportamento mecânico até o  $\text{CMOD} = 4,0\text{mm}$ . Assim como os prismas ensaiados no item anterior, não foi possível identificar perdas consideráveis de resistência nestes ensaios, mostrando que mesmo após 100mil ciclos, estes materiais não sofreram danos suficientes para modificar seu comportamento em comparação a ensaios puramente monotônicos. A Figura 4.9 apresenta os resultados dos ensaios pós carregamento cíclico (linhas sólidas) comparados às médias dos ensaios monotônicos do item 4.3 (linhas tracejadas).

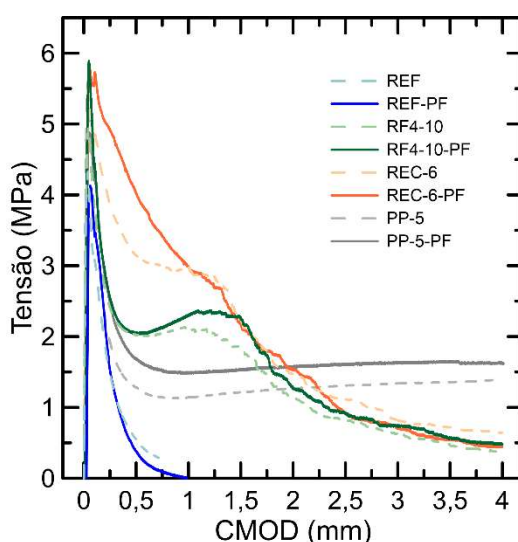


Figura 4. 9 – Comparação de resistências à flexão monotônico típicas (linha tracejada) e pós ciclos (linha sólida) para  $F_{\max}=70\%F_p$

A Tabela 4.4 apresenta um resumo com os valores de CMOD para os principais ciclos, os valores das áreas, inicial e final do ensaio cíclico, resistências máximas pós ciclos ( $f_{\text{res},\text{PF}}$ ) e os CMOD onde ocorrem ( $\text{CMOD}_{\text{res},\text{PF}}$ ) e a razão entre estas resistências e a resistências máximas dos ensaios monotônicos do item 4.1 ( $f_{\text{res},\text{PF}}/f_p$ ). A partir deste resultado, verifica-se que a perda de resistência após os 100 mil ciclos foi em torno de 5% para o concreto de referência. O CRFPP manteve sua resistência de primeira fissura, mas, assim como o CRFPVA teve um acréscimo nas resistências residuais para maiores valores de CMOD.

Tabela 4. 4 - Resumo dos resultados dos ensaios de fadiga e de flexão pós ciclos

Concreto	$F_{\max}$ (kN)	$CMOD_1$ (mm)	$CMOD_{100k}$ (mm)	Área do ciclo 1 (kNmm)	Área do ciclo 100k (kNmm)	$f_{res,PF}$ (MPa)	$CMOD_{res,PF}$ (mm)	$f_{res,PF}/f_p$
REF	9,80	0,014 (0,002)	0,037 (0,003)	0,0013 (0,0002)	0,0020 (0,0005)	4,13 (0,39)	0,060 (0,015)	0,950
RF4-10	9,80	0,009 (0,001)	0,023 (0,002)	0,0009 (0,0002)	0,0009 (0,0002)	5,88 (0,33)	0,049 (0,003)	1,180
REC-6	9,80	0,011 (0,002)	0,027 (0,003)	0,0012 (0,0003)	0,0012 (0,0002)	5,78 (0,48)	0,057 (0,018)	1,140
PP-5	9,80	0,012 (0,001)	0,029 (0,004)	0,0010 (0,0002)	0,0012 (0,0003)	4,88 (0,52)	0,049 (0,007)	0,990

A pré-fissuração dos corpos de prova para os ensaios cíclicos foi feita com carregamento monotônico até  $CMOD_1=0,5mm$ . Neste ponto será observada a carga  $F_1$  que será utilizada para a determinação dos carregamentos para o ensaio cíclico. A Figura 4.10 apresenta os resultados da pré-fissuração dos corpos de prova dos compósitos avaliados comparando sua resistência a flexão (linha sólida) com a média dos ensaios monotônicos (linha tracejada) apresentados no item 4.1. Nos gráficos, verifica-se uma equivalência nos resultados da resistência na pré fissuração comparados às médias dos resultados monotônicos.

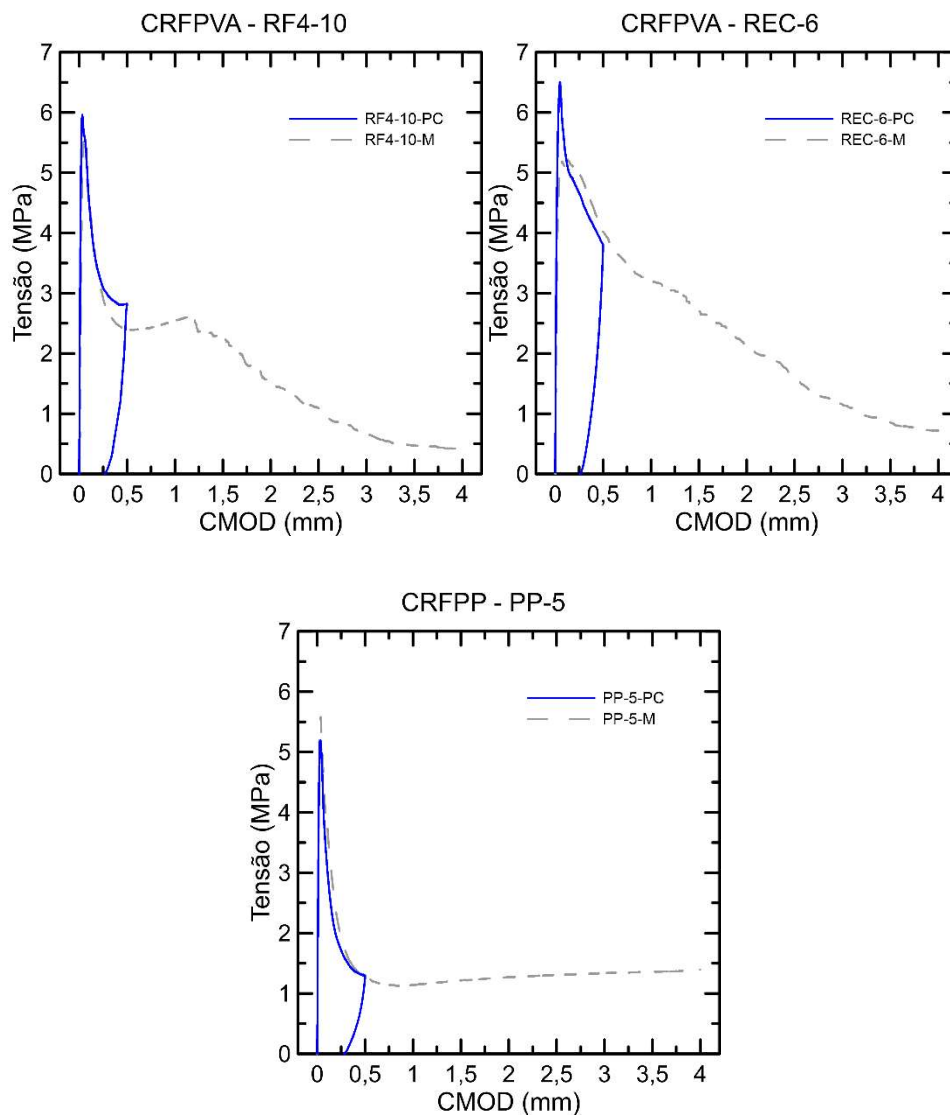


Figura 4. 10 - Resultado dos ensaios de pré-fissuração (linha sólida) para a obtenção dos carregamentos máximo e mínimo para os ensaios cíclicos comparado ao resultado médio dos ensaios monotônicos (linha tracejada)

O valor da carga resistida em  $CMOD_1$  ( $F_1$ ) para o RF4-10 foi de 8,79kN, para o REC-6,  $F_1 = 11,88$ kN e finalmente para PP-5 foi obtido  $F_1 = 4,05$ kN. A Tabela 4.5 apresenta os resultados dos ensaios de pré-fissuração e as cargas equivalentes utilizadas para os ensaios cíclicos. Na fase de descarregamento do ensaio de pré-fissuração, após ter atingido a abertura de fissura igual a 0,5mm, os compósitos tiveram comportamento semelhante, reduzindo o CMOD para 0,25mm para o RF4-10, 0,27mm para o REC-6 e 0,32mm para o PP-5.

Tabela 4. 5 - Resultados dos ensaios de pré-fissuração com carga resistida ( $F_1$ ) em  $CMOD_1$  e as respectivas cargas máximas e mínimas aplicadas nos ensaios cíclicos

Concreto	$F_1$ (kN)	$F_{max}$ (kN)	$F_{min}$ (kN)
RF4-10	8,79	6,15	1,85
REC-6	11,88	8,30	2,50
PP-5	4,05	2,85	0,85

A Figura 4.11 apresenta os ciclos de histerese para os ensaios realizados, onde pode-se notar que o PP-5 sofreu maior propagação da fissura durante os 100mil ciclos, quando comparado com os compósitos de PVA. A rigidez, que pode ser aferida pela inclinação dos ciclos de histerese, teve pequena variação assim como a energia dissipada devido à propagação da fissura pela ação do carregamento, representada na Figura 4.12 pela área dos ciclos de histerese, que não sofreram alterações significativas.

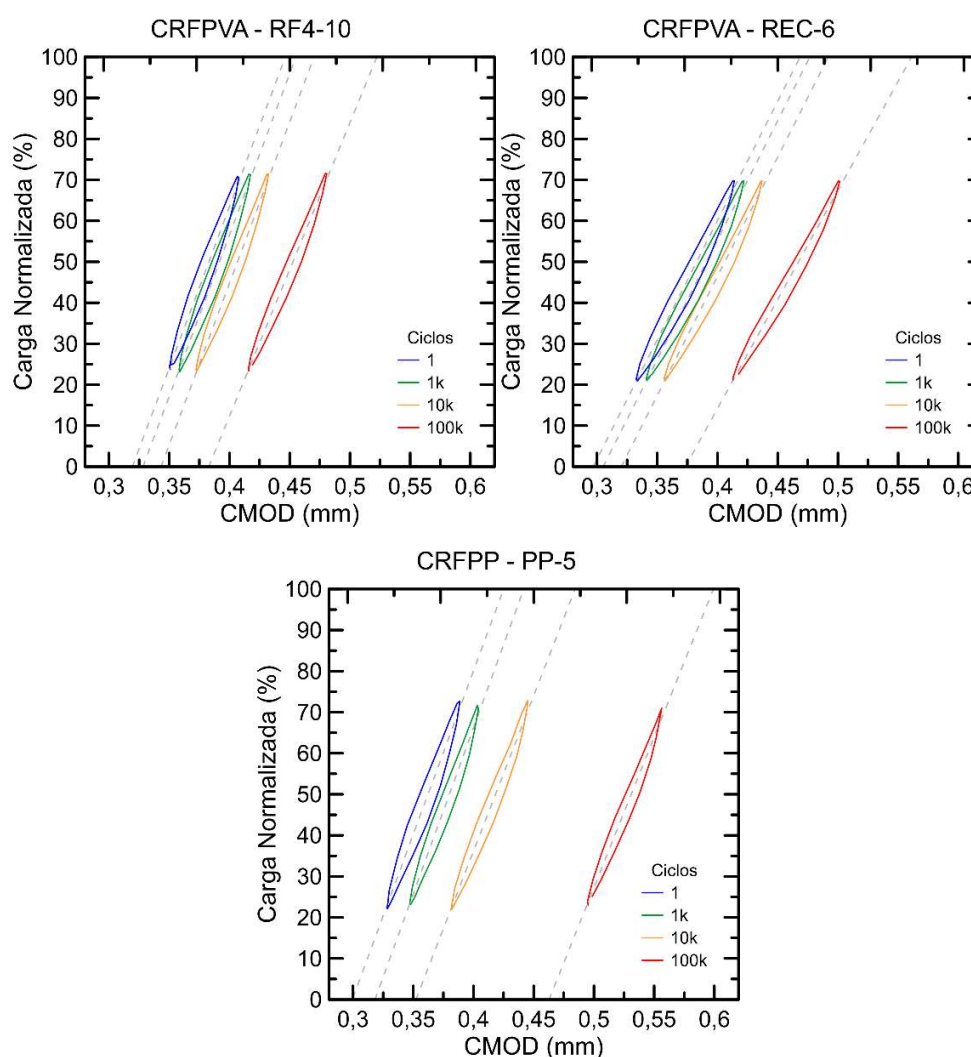


Figura 4. 11 - Ciclos de histerese para as amostras pré-fissuradas

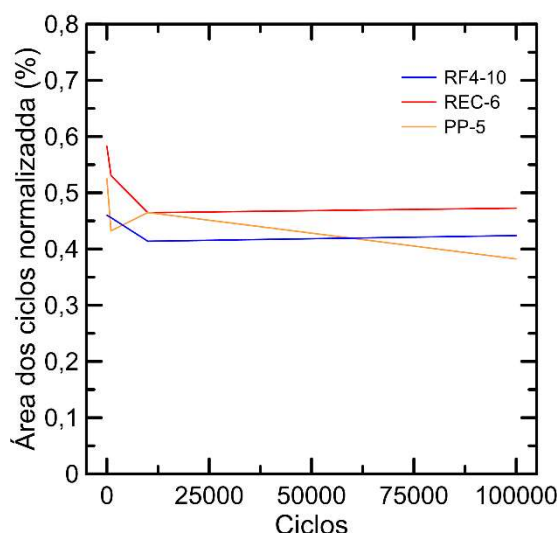


Figura 4. 12 - Variação das áreas dos ciclos de histerese através dos ciclos de carregamento

A Figura 4.13 apresenta a variação da abertura de fissura através dos ciclos onde pode-se verificar, mais claramente, que o PP-5 tem a abertura da fissura mais pronunciada com o aumento dos ciclos comparados aos outros CRF. Como as fibras de PVA possuem maior rigidez, a deformação sofrida para resistir à mesma solicitação através dos ciclos para pequenas fissurações, é menor do que para as fibras de polipropileno com menor rigidez.

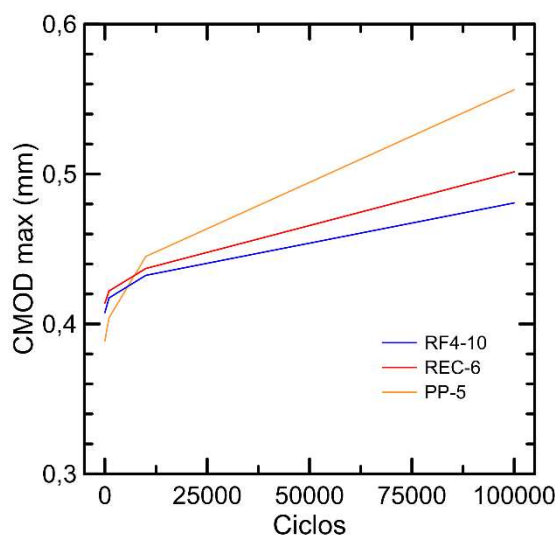


Figura 4. 13 - Variação da abertura de fissura (CMOD) através dos ciclos de carregamento

As amostras pré-fissuradas apresentaram maior dano em relação à propagação da abertura da fissura do que as amostras não fissuradas. O PP-5 foi o único material a ultrapassar o  $CMOD = 0,5mm$ , que representa o estado limite de serviço, como apresentado anteriormente.

Na terceira parte dos ensaios, após os ciclos, os prismas foram ensaiados até  $\text{CMOD} = 4,0\text{mm}$  com taxa de abertura de fissura de  $0,2\text{mm/min}$ . O resultado deste ensaio é apresentado na Figura 4.14. Pode-se observar que, apesar da abertura da fissura maior do que nos casos não fissurados, os CRF não desenvolveram danos que levassem a redução significativa na resistência residual.

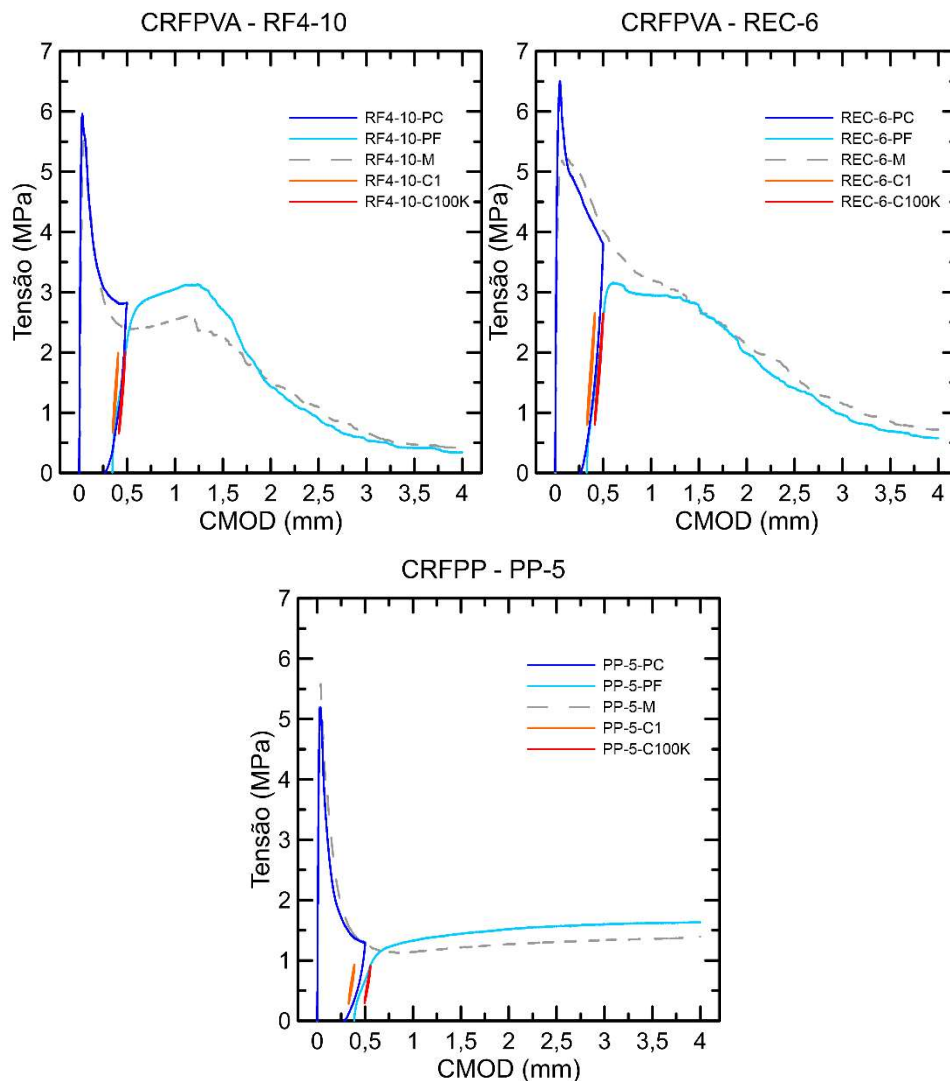


Figura 4. 14 - Curvas tensão-deformação apresentando as 3 etapas dos ensaios de fadiga à flexão para amostras pré-fissuradas

A Tabela 4.6 apresenta o resumo dos valores dos ensaios desta seção, com valores de CMOD e as áreas dos ciclos de histerese para o primeiro e o último ciclos e a resistência à flexão após os ciclos.



Tabela 4. 6 - Resumo dos ensaios de fadiga em amostras pré-fissuradas e dos ensaios à flexão pós fadiga

Concreto	$F_{max}$ (kN)	CMOD <sub>1</sub> (mm)	CMOD <sub>100k</sub> (mm)	Área do ciclo 1 (kNmm)	Área do ciclo 100k (kNmm)	$f_{res,PF}$ (MPa)
RF4-10	6,15	0,407	0,481	0,46	0,42	3,13
REC-6	8,30	0,413	0,500	0,58	0,47	3,16
PP-5	2,85	0,389	0,556	0,52	0,38	1,63

Para os ensaios de fadiga pós-fissuração não foi considerada a utilização do concreto de referência pois após a abertura de fissura 0,5mm utilizada, o concreto simples apresenta pequena ou nenhuma resistência.

### 4.3. Ensaios Estruturais

Para a realização dos ensaios estruturais, a base elástica de XPS foi ensaiada para a determinação do módulo de reação “k”. A Figura 4.15 apresenta as curvas tensão-encurtamento resultantes dos ensaios de compressão da base elástica de acordo com a NBR 8082 [113]. A partir destas curvas, é possível calcular o valor do módulo de reação do material, apresentado na Tabela 4.7 que é representado pelo coeficiente angular da fase inicial de compressão do material. Houve boa consistência entre os resultados e, neste caso, o módulo de reação utilizado será  $k = 0,202\text{N/mm}^3$ .

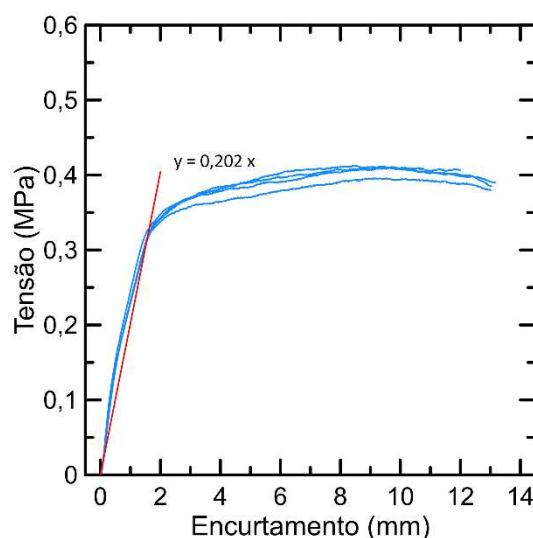


Figura 4. 15 - Resultados dos ensaios de caracterização da base elástica

Tabela 4. 7 - Resultados dos ensaios de compressão da base elástica para as amostras utilizadas

Amostra	Resistência à compressão em 10% de deformação (kPa)	Módulo de reação k (N/mm <sup>3</sup> )
CP1	359,54	0,199
CP2	346,83	0,198
CP3	356,04	0,201
CP4	361,01	0,209
Média	355,86	0,202
Desvio	6,37	0,005

De acordo com Velloso e Lopes [123], areias compactas a muito compactas com resultados de SPT > 30 têm módulo de reação k iguais ou maiores que 0,16N/mm<sup>3</sup>. No caso da base elástica ensaiada, esta pode ser comparada a uma base granular coberta por um concreto compactado com rolo, que normalmente é utilizado como base para pavimentos solicitados por altos carregamentos, como as pistas de pouso e decolagem.

A Figura 4.16 apresenta valores do módulo de reação “k” utilizado por autores em outros trabalhos, relacionados às espessuras das lajes estudadas comparados aos mesmos valores deste trabalho [24,82,84–89].

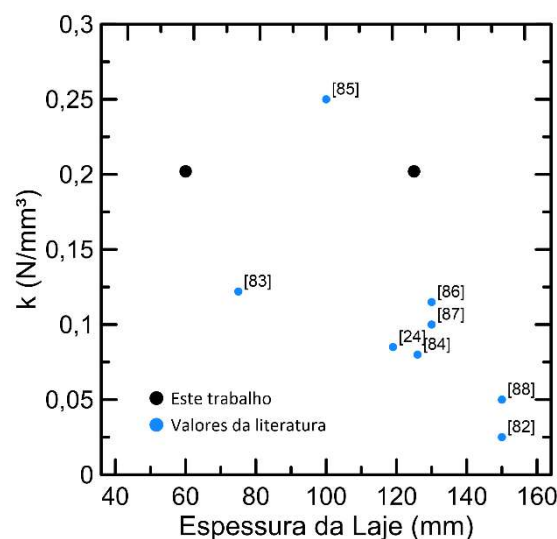


Figura 4. 16 - Comparação do valor de k e espessura das lajes apresentadas na literatura e por este trabalho

Os ensaios estruturais foram iniciados pela laje do concreto de referência REF-L01. A Figura 4.17 apresenta a curva carga x deslocamento para a laje deste concreto ensaiada sob carga concentrada. O ensaio foi conduzido até a ruptura do elemento estrutural que ocorreu com deformação central de 11,58mm. Pela análise

da curva, pode-se verificar o aparecimento do primeiro plano de fissuração, que se inicia pela face inferior da laje, aos 72,3kN representado na Figura 4.17 pelo ponto “A”. Mesmo com o aparecimento deste plano de fissuração, a rigidez da laje tem pouca variação, até o aparecimento do segundo plano de fissuração, transversal ao primeiro, aos 123,3kN, representado pelo ponto “B”. Então há uma queda significativa da rigidez, até a ruptura completa da laje com a carga máxima de 149,4kN representada pelo ponto “C” onde ocorre o aparecimento das fissuras circunferenciais na face superior da laje e a falha total do elemento. Pode-se também verificar a redistribuição de tensões após a primeira e segunda fissurações, em decorrência da própria redundância desse tipo de sistema, possibilitando o acréscimo de carga desde a primeira fissuração até a ruptura total do elemento.

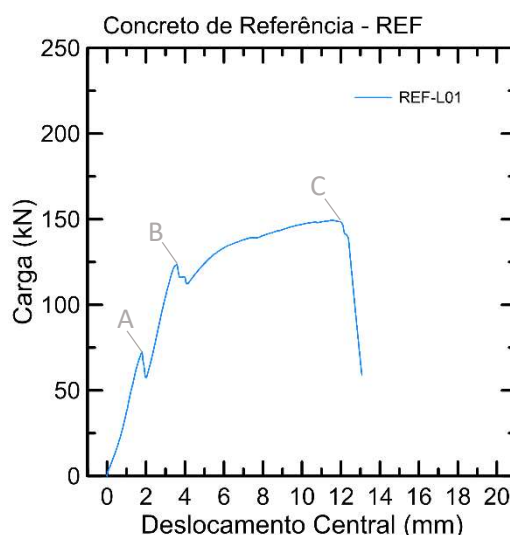


Figura 4. 17 - Curva carga x deslocamento para a laje de referência

A Figura 4.18 apresenta o padrão de fissuração, na face superior da laje, após a ruptura total. Observam-se as fissuras radiais, que se formam a partir da face inferior da laje e se propagaram para a face superior, até completa perda de continuidade. Quando isso ocorre, cada quadrante passa a atuar como um painel isolado carregado no canto. Nessa situação há formação de momento negativo, gerando tração no topo da laje e a ruptura ocorre quando a fissura se forma nessa região, cessando qualquer possibilidade de distribuição de esforços para os trechos adjacentes ao ponto de aplicação.

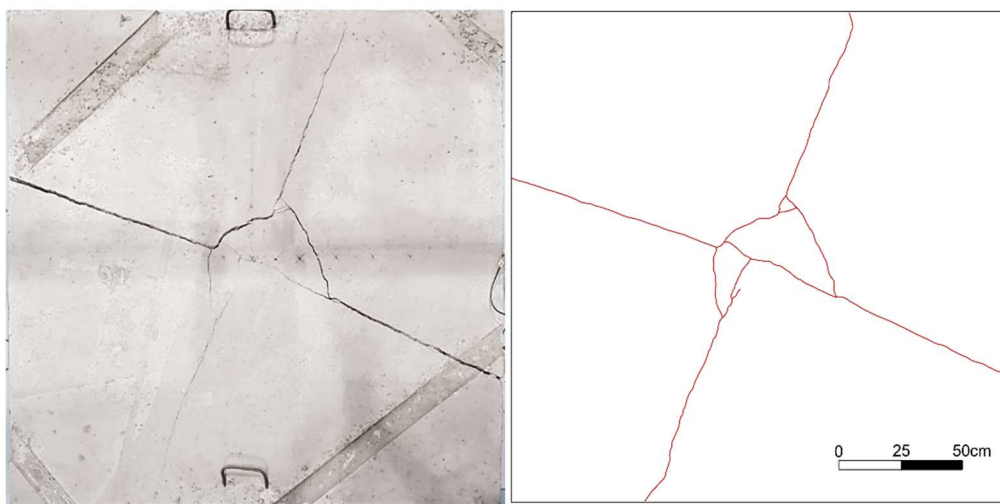


Figura 4. 18 - Padrão de fissuração da laje de referência REF-L01

Na Figura 4.19 estão representados os deslocamentos adquiridos pelos LVDTs nos pontos ao longo da laje para diferentes níveis de carregamento. Pode-se observar que, para menores carregamentos, a laje se manteve em contato com a base elástica. No entanto, para maiores carregamentos, houve levantamento da laje junto às bordas, ou seja, perda de contato entre a laje e a base elástica. Esta situação interfere na distribuição do carregamento pelo elemento e a transferência deste carregamento para a base de apoio.

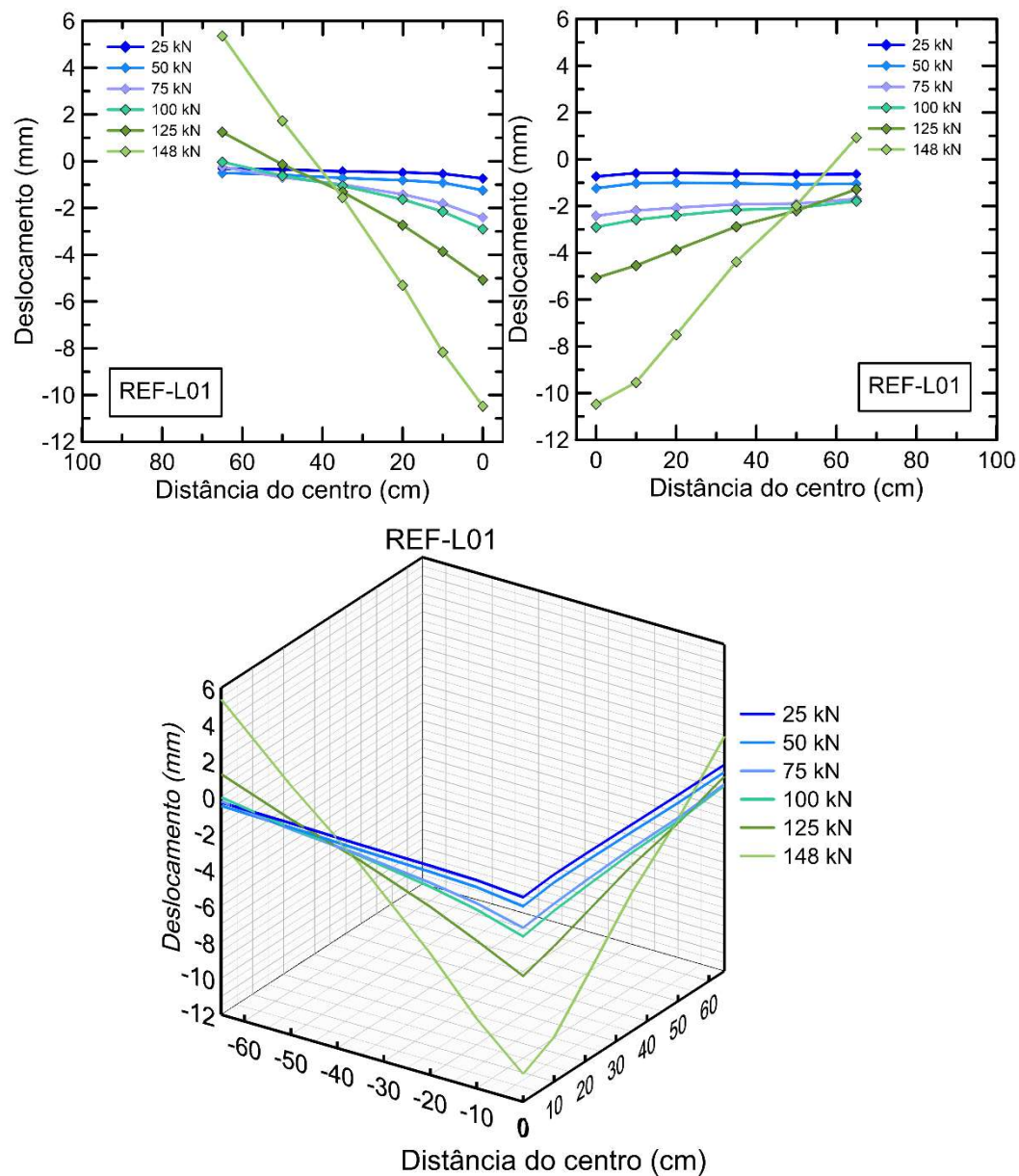


Figura 4. 19 - Deslocamentos registrados pelos LVDTs e gráfico tridimensional apresentando a deflexão da laje para diferentes níveis de carregamento

Em comparação com o dimensionamento do pavimento com concreto de referência com as propriedades e parâmetros apresentados no item 4.1, utilizando o método proposto pela FAA, e considerando a espessura da laje de 125mm, este elemento estaria dimensionado para suportar uma aeronave tipo com carregamento concentrado de 63,4kN, aplicado por cada uma das rodas do trem de pouso principal, que equivale a uma aeronave tipo com massa bruta total de decolagem de 13608kg. Considerando que a formação da primeira fissura corresponde ao estado de limite a ser evitado no elemento estrutural em questão, nota-se que o experimento resistiu a carga 14% superior do que o esperado no dimensionamento. Em

comparação com o carregamento último resistido, este foi 2,3 vezes maior que a carga considerada no dimensionamento pelo método do FAA [13].

A laje de 125mm de espessura do CRF RF4-10, com  $10\text{kg/m}^3$  de fibra de PVA RF4000 tem a curva carga x deslocamento apresentada na Figura 4.20 onde pode-se verificar que o aparecimento da primeira fissura na face inferior da laje ocorreu em 211,9kN com deslocamento no centro de 3,36mm. Logo em seguida, a segunda e a terceira fissuras apareceram em 215,1kN e 218,2kN respectivamente, onde ocorreu a carga máxima resistida pelo elemento. A partir deste ponto houve a propagação da abertura destas fissuras e a laje ainda resistiu finalmente ao carregamento de 130kN com deslocamentos de 16mm onde a interrupção do ensaio ocorreu sem a ruptura completa da laje, quando o deslocamento do ponto central atingiu 20mm. Diferentemente da laje de referência, não houve fissuração radial nem circular aparente na face superior da laje indicando que em condições adequadas, sem restrição de deslocamento do ponto central, este elemento ainda suportaria maiores deformações antes da ruptura completa. Destaca-se ainda que, nessa situação, a integridade do pavimento é preservada mesmo após a fissuração e, portanto, o estado limite a ser considerado não precisa estar associado à formação da primeira fissura.

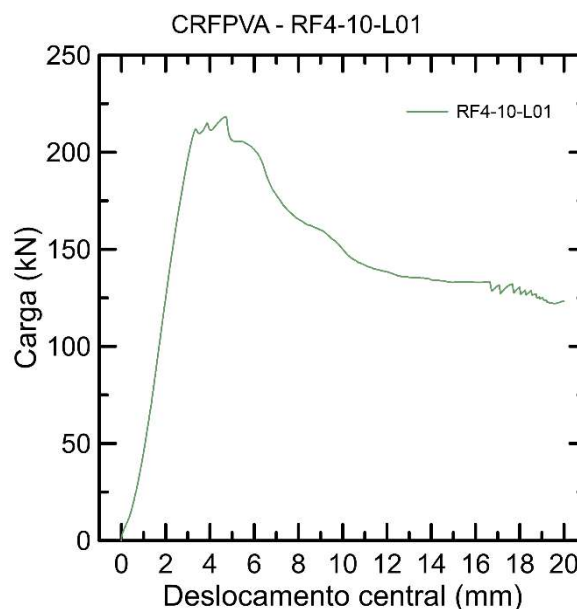


Figura 4. 20 - Curva carga x deslocamento para a laje de 125mm de espessura de RF4-10

Após a interrupção do ensaio, com a remoção do carregamento, que mantém a deflexão das laterais da laje para cima, tendem a voltar à posição inicial e com isso, as fissuras que aparecem, inicialmente na face inferior, se completam até a

face superior, deixando visíveis 3 planos radiais de fissuração, ilustrados na Figura 4.21. Ainda pode ser observado que não houve falha por punção do concreto ou quaisquer sinais de esmagamento do concreto no ponto de aplicação da força.

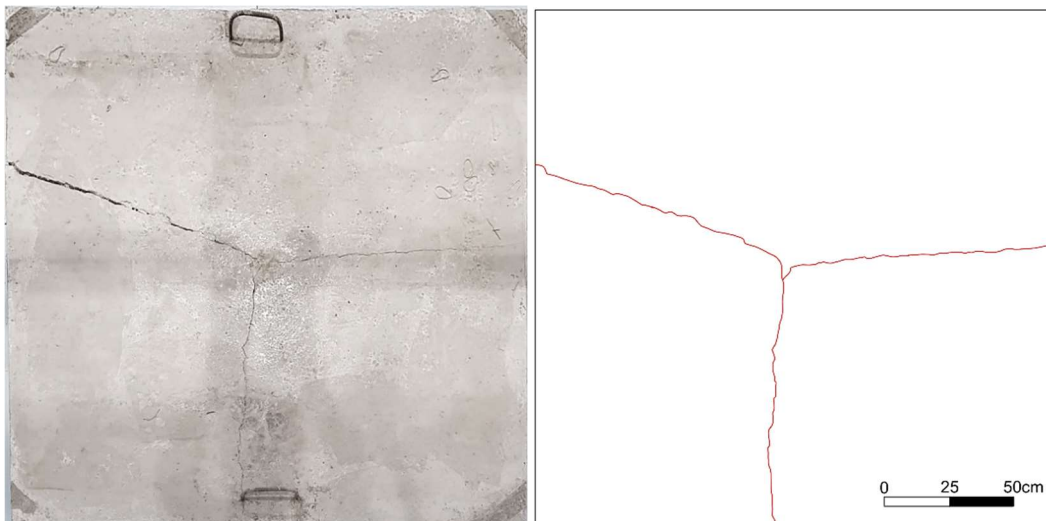


Figura 4. 21 – Padrão de fissuração da laje de 12,5cm, RF4-10-L01 após descarregamento

Na Figura 4.22 apresentam-se os deslocamentos pontuais e a deflexão da laje. Neste ensaio, a laje apresentou deflexões 60% menores do que a laje de referência para carregamento 46% maior mostrando a maior capacidade de distribuição de tensões pelas fibras no interior da matriz cimentícia. Observa-se ainda que, diferentemente da laje de referência, não houve levantamento e perda de contato com a base, mesmo com as fissuras já formadas.



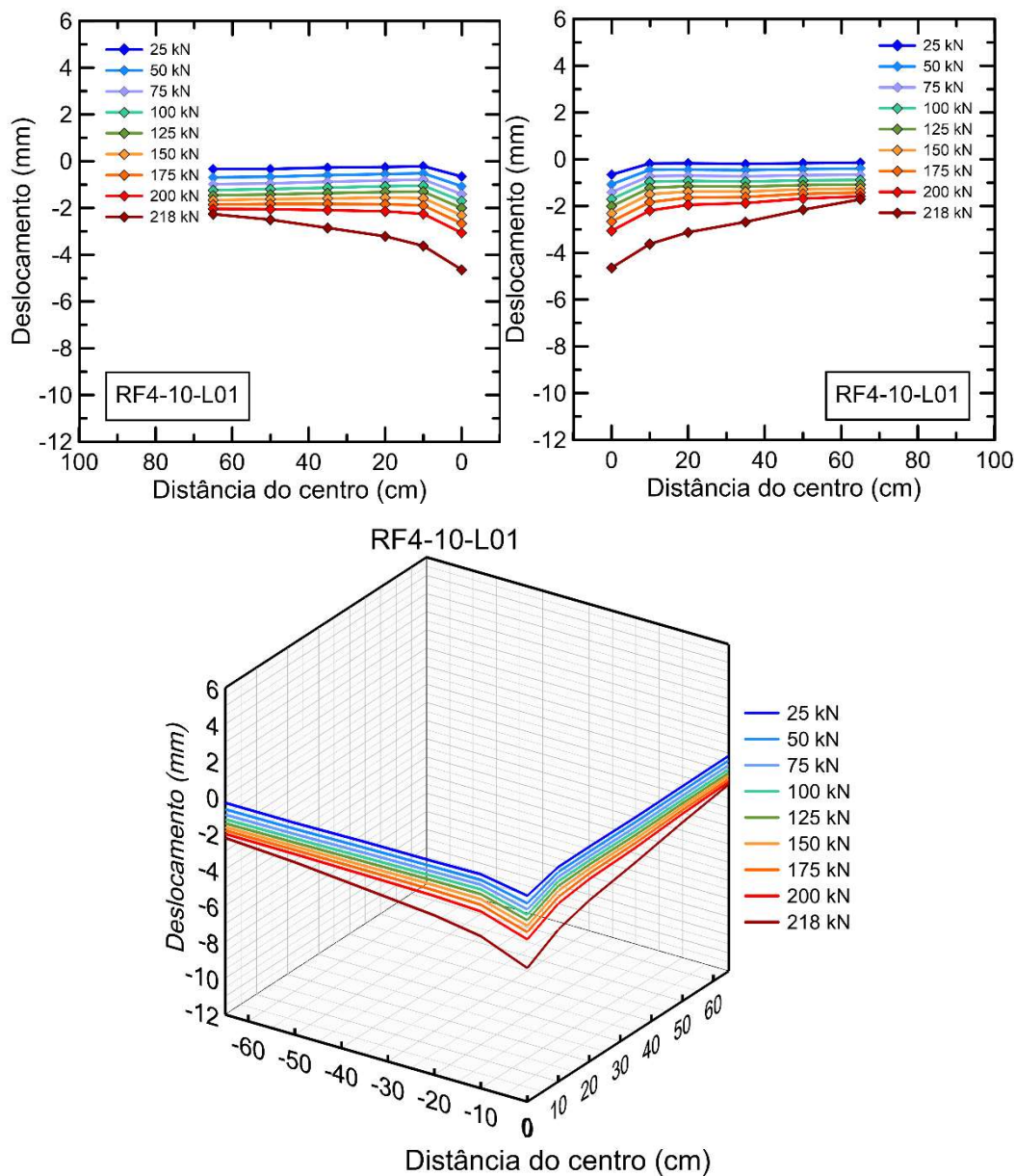


Figura 4. 22 - Deslocamentos registrados pelos LVDTs e gráfico tridimensional apresentando a deflexão da laje de 125mm de RF4-10 para diferentes níveis de carregamento

Com os parâmetros para o CRF RF4-10 apresentados no item 4.1 e para o módulo de reação da base elástica “k” apresentados neste item, o dimensionamento proposto pela TR-34 [6] para o modo de falha por flexão, resulta em carga última de 167,3kN para a laje com 125mm de espessura. Neste ensaio, a carga última resistida foi de 218,2kN, 30% maior do que a esperada pelo dimensionamento. No entanto, há de se destacar que as expressões fornecidas pela TR-34 estão relacionadas a um modo de falha associado à formação um mecanismo após a formação das fissuras por momentos positivo e negativo. No presente caso, não houve formação de tal mecanismo e a resistência foi atingida para a força equivalente à aparente fissuração ao momento positivo.



A Figura 4.23 apresenta a curva carga x deslocamento resultado do ensaio da laje de 125mm de espessura de RF4-5 contendo  $5\text{kg/m}^3$  de fibra de PVA RF4000. A primeira fissura se formou com o carregamento de 146,4kN para um deslocamento do centro igual a 2,54mm. Pode-se notar redução da carga de primeira fissura de 31% comparada com a laje anterior, RF4-10-L01, que possui o dobro de volume de fibras. Ainda é possível observar um resultado 2,0 vezes maior comparado à carga de primeira fissura da laje de referência. Assim como para a laje RF4-10-L01, o ensaio foi interrompido quando o deslocamento do ponto central se aproximou de 20mm. Até este ponto não havia sinais de fissuras na face superior da laje. É importante notar a semelhança entre as respostas das lajes RF4-5 e RF4-10, que apresentam uma resistência residual significativa após a formação das fissuras radiais.

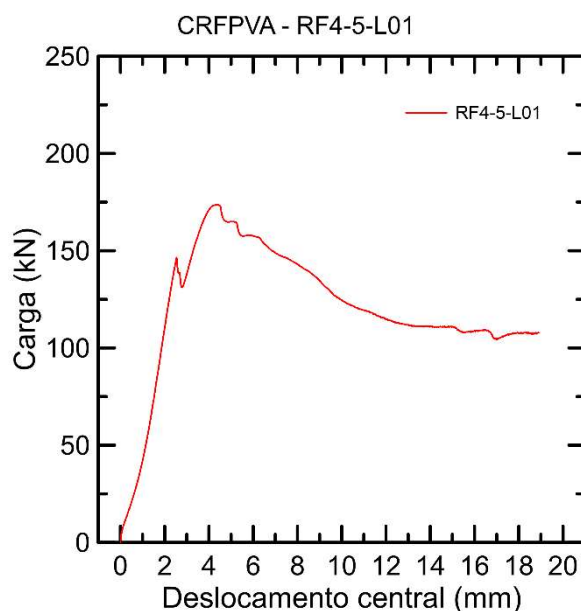


Figura 4. 23 - Curva carga x deslocamento para a laje de 125mm de espessura de RF4-5

A Figura 4.24 apresenta as fissuras radiais formadas na laje após o final do ensaio. Assim como a laje RF4-10-L01, não foi observada a falha por punção ou esmagamento do concreto no ponto de aplicação de carga. Observa-se a formação de 4 fissuras radiais, o que causou maior perda de rigidez no elemento em comparação com a laje RF4-10 onde se formaram apenas 3 fissuras radiais.

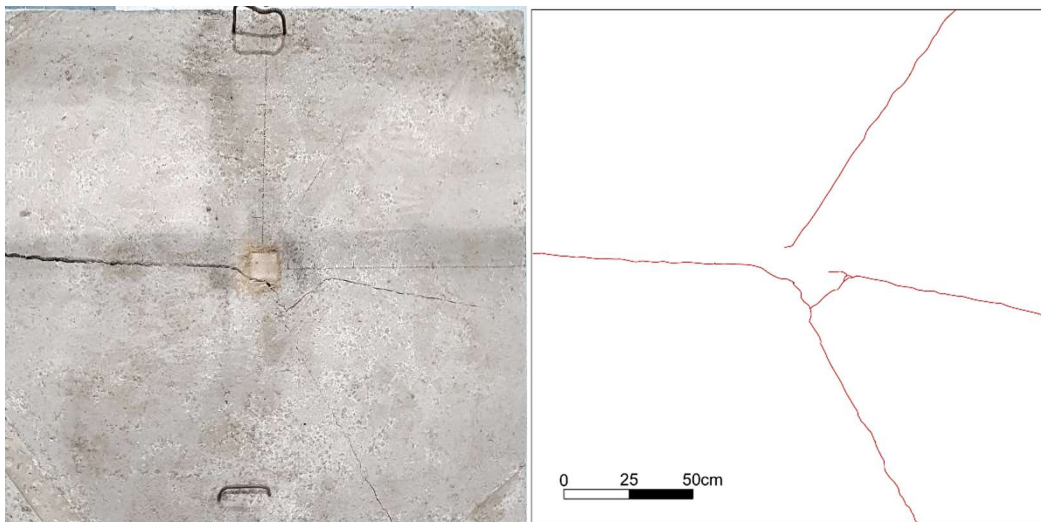


Figura 4. 24 – Padrão de fissuração da laje RF4-5-L01 após o ensaio

Na figura 4.25 são apresentados os deslocamentos e deflexões da laje para diversos níveis de carregamento. Observa-se que após a primeira fissura, inicia-se o processo de levantamento das bordas da laje, fazendo com que o elemento perca o contato nestes pontos com a base elástica. Pode-se visualizar uma redução de 72% na deformação desta laje sob o carregamento de 150kN comparada ao carregamento equivalente na laje de referência.

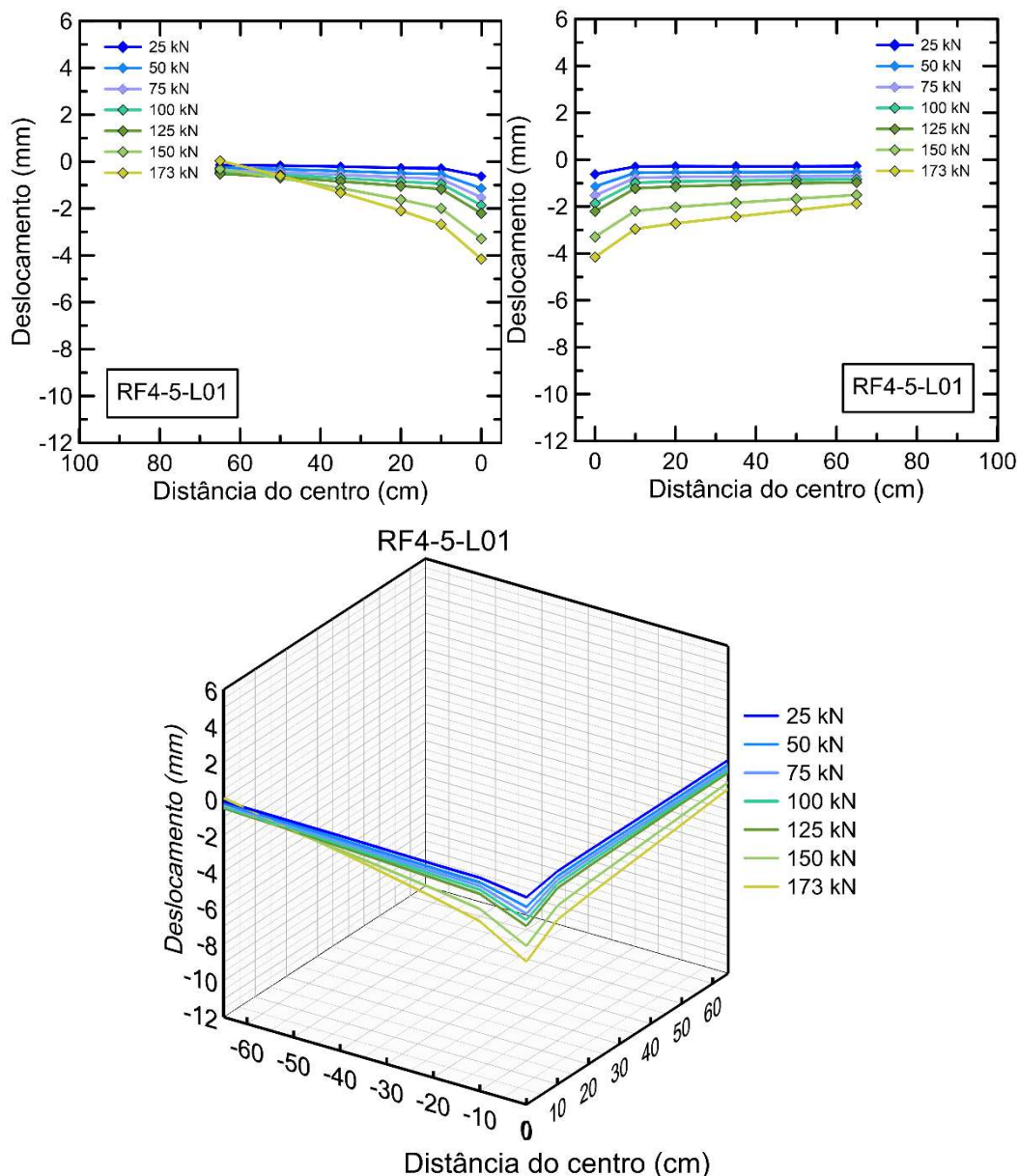


Figura 4. 25 - Deslocamentos registrados pelos LVDTs e gráfico tridimensional apresentando a deflexão da laje de 125mm de RF4-5 para diferentes níveis de carregamento

O dimensionamento proposto pela TR-34 [6] para carregamentos centrados utilizando os parâmetros para o RF4-5 apresentados no item 4.1 para uma espessura de 125mm resulta em uma resistência de 158,7kN para o modo de falha por flexão considerando um mecanismo de momentos positivo e negativo após a formação de fissuras. Estes momentos, positivo e negativo causam fissuras radiais e circunferenciais respectivamente. Assim como no caso da laje RF4-10-L01, não foi observada a formação de tal mecanismo e a resistência foi atingida também, para a força equivalente à aparente fissuração ao momento positivo. Neste ensaio a carga última foi de 173,5kN, resultado 9,3% maior que o dimensionamento proposto pela TR-34.

A Figura 4.26 apresenta a curva carga x deslocamento resultado do ensaio da laje de 60mm de espessura do RF4-10 contendo  $10\text{kg/m}^3$  da fibra RF4000. A primeira fissura radial na face inferior da laje, causada pelo momento positivo, se formou com o carregamento de 57,8kN para um deslocamento do centro de 2,69mm indicado na figura pelo ponto A. Do ponto A ao ponto B pode-se verificar a redistribuição de tensões após a primeira fissuração, com pequena variação na rigidez da laje. No ponto B, um segundo plano de fissuração radial foi formado, reduzindo a distribuição de tensões e consequentemente, a rigidez do elemento. No ponto C, a fissuração circunferencial na face superior da laje, causada pelo momento negativo, começou a se formar com a carga última de 97,8kN e deslocamento do ponto central de 6,54mm. A queda de resistência do elemento também se deu neste ponto. Esta laje, de 60mm de espessura, apresentou redução de 20% na carga de primeira fissura em comparação com a laje de 125mm de espessura do concreto de referência REF-L01.

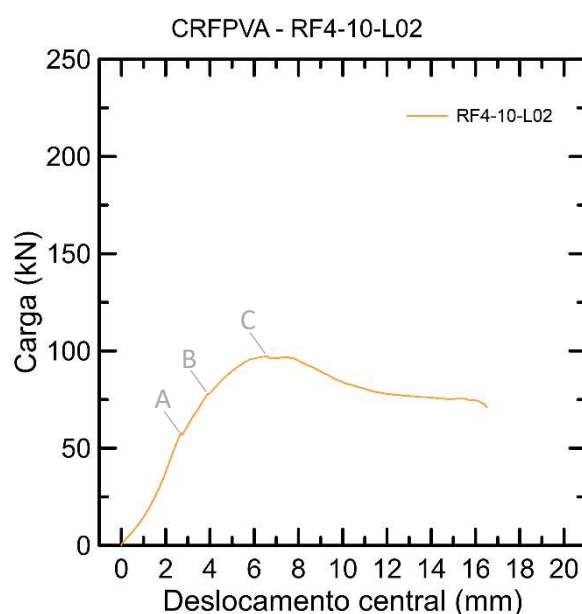


Figura 4. 26 – Curva carga x deslocamento para a laje RF4-10-L02 com 60mm de espessura

A Figura 4.27 apresenta o padrão de fissuração, na face superior da laje, após o término do ensaio. Observam-se as os planos radiais de fissuração iniciados na face inferior da laje e que se propagam para a face superior, causados pelo momento positivo. Ainda é possível observar as fissuras circunferenciais que são iniciadas na face superior da laje causadas pelo momento negativo. Finalmente, não foi observado esmagamento no concreto sob o ponto de aplicação de carga ou o aparecimento de falha por puncionamento do concreto.



Figura 4. 27 - Padrão de fissuração da laje RF4-10-L02 após o ensaio

Na Figura 4.28 apresentam-se os deslocamentos dos pontuais registrados pelos LVDTs e a deflexão da laje. Verifica-se que durante boa parte do carregamento a laje manteve-se em contato com a base elástica. No entanto, após a formação das fissuras radiais, foi observada a perda de contato das bordas da laje com a base, reduzindo a área de contato e dificultando a transferência de carregamento entre estes elementos, causando maior solicitação no centro da laje. Observa-se ainda que, por possuir aproximadamente metade da espessura das outras lajes, os deslocamentos registrados para carregamentos de 97kN, máximo atingido por esta laje, são 2,2 vezes maiores comparados aos deslocamentos da laje de referência para o mesmo carregamento.

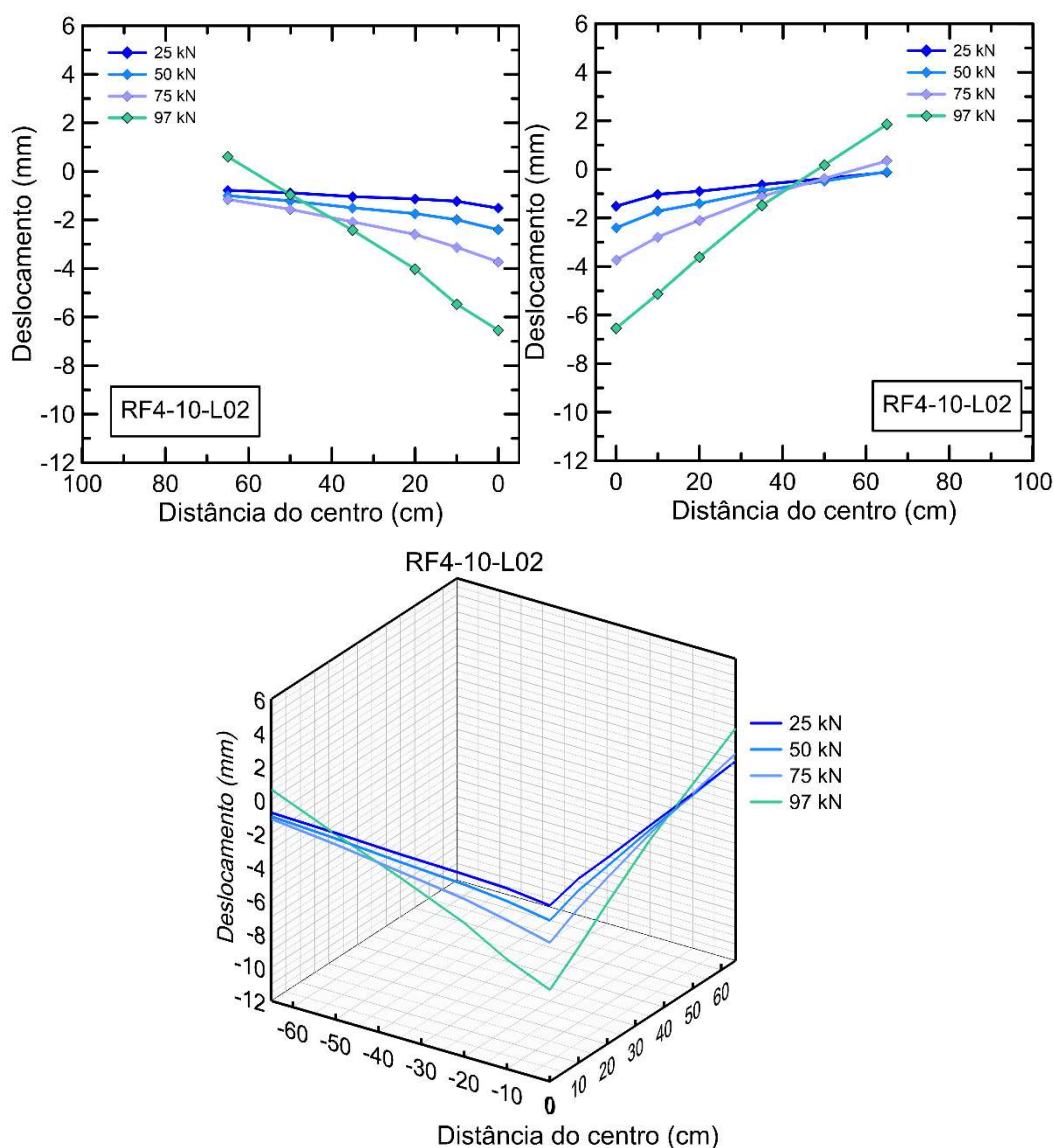


Figura 4. 28 - Deslocamentos registrados pelos LVDTs e gráfico tridimensional apresentando a deflexão da laje de 60mm de RF4-10 para diferentes níveis de carregamento

O dimensionamento proposto pela TR-34 [6] para carregamentos centrados, com os parâmetros para o RF4-10 apresentados no item 4.1 e a espessura da laje de 60mm resulta em uma carga última de 50,1kN. Neste ensaio, a carga última resistida foi de 97,8kN, 95% maior que a esperada pelo dimensionamento. Observando-se o modo de falha, esta laje apresentou mecanismo equivalente ao considerado nas equações de dimensionamento utilizadas pela TR-34, com formação de fissuras causadas por momentos positivos e negativos.

A Figura 4.29 apresenta a curva carga x deslocamento da laje ensaiada com o compósito PP-5. O resultado deste ensaio mostra que a carga de primeira fissura foi de 209,7kN para um deslocamento do ponto central igual a 4,2mm, carga 2,9 vezes maior do que a carga de primeira fissura da laje de referência e equivalente à



primeira fissura da laje RF4-10-L01. Depois do aparecimento do primeiro plano de fissuração radial (ponto A na Figura 4.26), houve queda de 20% na capacidade de carga da laje e o aparecimento da segunda fissuração (ponto B). Após a segunda fissuração, a carga se manteve praticamente estável até 14mm de deslocamento vertical do centro (ponto C), quando houve propagação da abertura das fissuras, apresentando perda considerável na capacidade de carga da laje e, logo após a interrupção do ensaio com aproximadamente 18mm de deslocamento do centro. Até a interrupção do ensaio, as fissuras não haviam se entendido até a face superior do elemento estrutural.

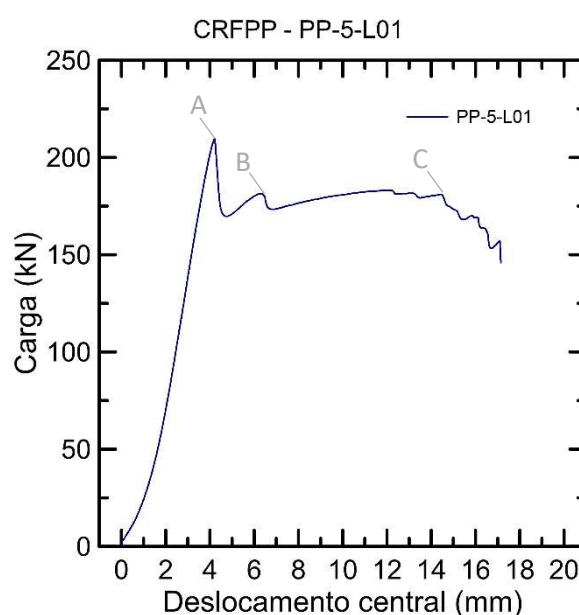


Figura 4. 29 - Curva carga x deslocamento para a laje de 12,5cm de espessura de PP-5

A Figura 4.30 apresenta o padrão de fissuração da laje PP-5-L01 e um esquema do posicionamento das fissuras. Após o descarregamento, foi possível observar o aparecimento das fissuras na face superior da laje. Porém foi notado esmagamento do concreto sob o ponto de aplicação de carga e formação da falha característica por punção. Foi possível ainda observar durante a desmontagem do ensaio que, entre as três seções fraturadas, apesar de unidas pelas fibras através das fissuras, estas seções não possuíam nenhuma rigidez entre si. Diferentemente das lajes de CRFPVA onde as fibras rígidas ainda mantinham certa rigidez ao elemento mesmo depois das fissuras atingirem a face superior da laje.



Figura 4. 30 - Padrão de fissuração da laje PP-5-L01

As deformações da laje para diferentes níveis de carregamento são apresentadas na Figura 4.31. Assim como a laje RF4-10-L01, este elemento não sofreu levantamento das bordas até o carregamento máximo. Entretanto, é possível observar deslocamentos elevados do ponto central comparados aos outros pontos da laje. Este comportamento é característico da ocorrência da punção e, apesar da resistência alcançada, parte considerável da força está sendo transferida diretamente para a região abaixo do ponto de aplicação da força, com menor capacidade de redistribuição dos esforços para o entorno. Ainda, a laje PP-5-L01 teve resultados para o deslocamento do ponto central 70% menores do que a laje de referência para carregamentos equivalentes, entretanto, 30% maiores em comparação à laje RF4-10-L01 antes da primeira fissura.



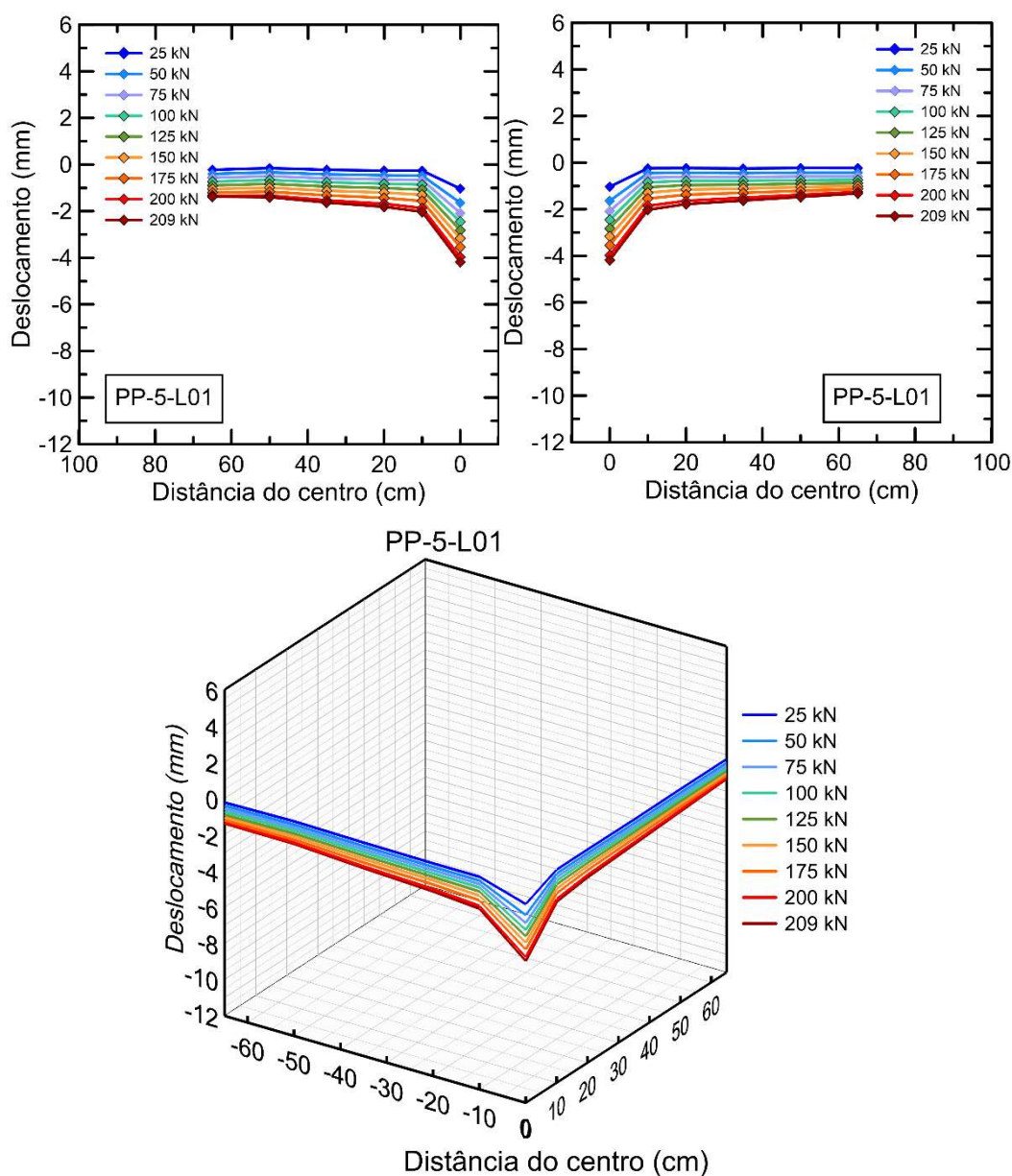


Figura 4. 31 - Deslocamentos registrados pelos LVDTs e gráfico tridimensional apresentando a deflexão da laje de 125mm de PP-5 para diferentes níveis de carregamento

Seguindo o dimensionamento da TR-34 [6] com os parâmetros obtidos para o PP-5 apresentados no item 4.1, a carga última resistida para a laje PP-5-L01 seria de 169,4kN, 19% menor do que a carga última experimental 209,7kN. Assim como as lajes anteriores, a laje PP-5-L01 não apresentou a formação das fissuras circunferenciais formadas por momentos negativos a partir do mecanismo considerado pelo método de dimensionamento da TR-34. Portanto, a resistência atingida foi equivalente à fissuração ao momento positivo.

A Tabela 4.8 apresenta a relação, para cada laje, entre os deslocamentos central e do LVDT<sub>1</sub>, que se posiciona imediatamente ao lado da placa de carregamento. Nesta tabela pode-se verificar que, esta relação é mais pronunciada

para a laje PP-5-L01 onde aconteceu o esmagamento do concreto abaixo da placa de carregamento e consecutivamente o mecanismo de falha por punção. Para as outras lajes onde não ocorreu falha por punção, a relação entre estes deslocamentos ou suas variações absolutas apresentam-se mais baixas, mesmo para valores de deslocamentos maiores como na laje de referência REF-L01.

Tabela 4. 8 – Comparação entre os deslocamentos central e do LVDT1 imediatamente ao lado do ponto de aplicação de força para cada uma das lajes

Laje	Deslocamentos (mm)		$d(\text{central}) / d(\text{LVDT}_1)$	$\Delta d$ (mm)
	$d(\text{central})$	$d(\text{LVDT}_1)$		
REF-L01	10,47	9,54	1,10	0,93
RF4-5-L01	4,16	2,67	1,56	1,49
RF4-10-L01	4,64	3,62	1,28	1,02
RF4-10-L02	6,54	5,47	1,19	1,07
PP-5-L01	4,18	2,03	2,06	2,15

A Tabela 4.9 apresenta um resumo comparativo com os resultados experimentais dos ensaios das lajes sobre apoio elástico abordados neste Capítulo. Pode-se verificar que, a adição de fibras aumenta tanto carga de primeira fissura ( $F_{1f}$ ) quanto na carga última ( $F_u$ ) resistida pelas lajes. Para as fibras de PVA, pode-se notar que o aumento da fração volumétrica das fibras de PVA, também incrementa os valores de  $F_u$  e  $F_{1f}$ . O inverso pode ser verificado na deflexão das lajes que, com a adição de fibras, o deslocamento do ponto central e, consecutivamente a deflexão da laje é reduzida, como pode ser visto na comparação para o carregamento de 150kN, onde o deslocamento ( $D_{150}$ ) foi reduzido entre 70 e 78% nas lajes de CRF com a mesma espessura. A laje PP-5-L01 tem comportamento semelhante à laje RF4-10-L01 com variação entre seus resultados inferiores a 4%. A Figura 4.32 apresenta as curvas carga x deformação comparando para cada uma das lajes ensaiadas.

Tabela 4. 9 - Resumo dos ensaios das lajes sobre apoio elástico

Concreto	$F_u$ (kN)	$F_{u\text{CRF}} / F_{u\text{REF}}$	$F_{1f}$ (kN)	$F_{1f\text{CRF}} / F_{1f\text{REF}}$	$D_{150}$ (mm)	$D_{150\text{CRF}} / D_{150\text{REF}}$
REF-L01	149,4	-	72,3	-	10,47	-
RF4-5-L01	173,5	1,16	146,4	2,02	3,29	0,31
RF4-10-L01	218,2	1,46	211,9	2,93	2,32	0,22
RF4-10-L02	97,8	0,65	57,8	0,80	-	-
PP-5-L01	209,7	1,40	209,7	2,90	3,17	0,30

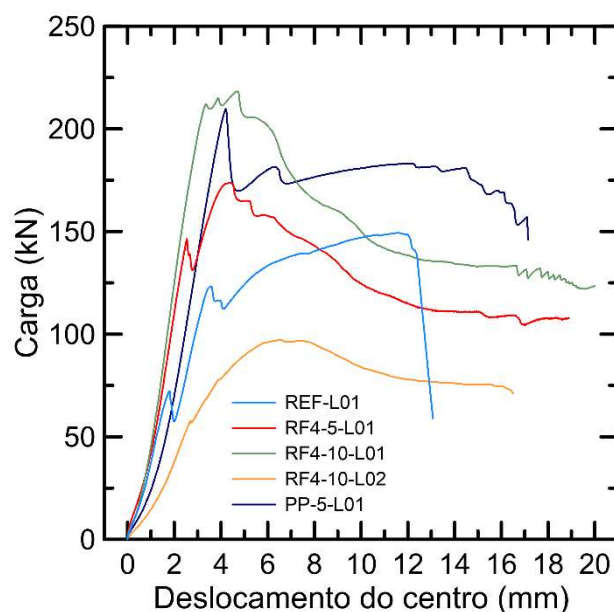


Figura 4. 32 - Curvas carga x deslocamento para cada laje ensaiada

Na comparação entre os métodos de dimensionamento com os resultados experimentais, apresentada na Tabela 4.10, pode-se observar que, para o cálculo do pavimento de concreto simples proposto pelo AC150/5320-6F [13], o resultado experimental excede 14% o valor para a carga de primeira fissura. Ainda, para o dimensionamento das lajes de CRF sobre apoio elástico seguindo as orientações da TR-34 [6], os resultados experimentais ficam 9, 30 e 24% maiores para as lajes RF4-5-L01, RF4-10-L01 e PP-5-L01 respectivamente, para o carregamento último, mostrando que ambos os métodos de dimensionamento utilizados são conservadores para as lajes sobre apoio elástico. Ainda, a laje RF4-10-L02, com 60mm de espessura, apresentou maior variação entre o resultado experimental e o dimensionamento com o resultado do ensaio 95% maior que o valor de calculado para a carga última.

Tabela 4. 10 - Comparação dos resultados experimentais e valores de dimensionamento

Concreto	$F_u$ (kN)	$F_{1f}$ (kN)	Dimensionamento		Exp / Dim
			FAA (kN)	TR-34 (kN)	
REF-L01	149,4	72,3	63,4	-	1,14
RF4-5-L01	173,5	146,4	-	158,7	1,09
RF4-10-L01	218,2	211,9	-	167,3	1,30
RF4-10-L02	97,8	57,8	-	50,1	1,95
PP-5-L01	209,7	209,7	-	169,4	1,24

## 5. Conclusões e trabalhos futuros

### 5.1. Conclusões

Neste trabalho foi abordada revisão da literatura apresentando informações sobre o concreto reforçado com fibras, suas propriedades mecânicas, seu comportamento à fadiga além dos métodos de dimensionamentos atuais de concreto simples para pavimentos aeroportuários e dos CRF para pisos industriais. Foram realizados ensaios de abatimento do tronco de cone para a caracterização do concreto no estado fresco para cada traço e foi concluído que a adição de fibras reduz a trabalhabilidade do concreto e ainda, quanto maiores a fração volumétrica e o fator de forma das fibras adicionadas, menor será a trabalhabilidade.

Para os ensaios de flexão em três pontos realizados para a caracterização dos CRF foi possível verificar o comportamento *deflection softening*, caracterizado por um abrandamento nas tensões resistidas após a abertura da primeira fissura, em todos os compósitos testados e, ganhos em tensão residual e tenacidade com o acréscimo da fração volumétrica de fibras concluindo que as fibras realizaram pontes de transferência de tensão através da fissura. Ainda pode ser verificado nestes ensaios que, as quedas nas tensões pós fissuração dos CRFPVA indicam serem causadas pela ruptura das fibras que possuem alto grau de afinidade com a matriz cimentícia, prejudicando o processo do arrancamento e reduzindo a capacidade de manutenção das tensões residuais.

Para os ensaios cíclicos de flexão para corpos de prova não-fissurados, notou-se que, para a combinação de carregamento utilizada com cargas máximas de 50% ou 70% da carga de primeira fissura e aplicação de 100mil ciclos, não há dano aparente ou redução da tensão resistente, após os ciclos, comparado com os resultados dos ensaios de flexão monotônicos. Ainda, para os ensaios em corpos de prova pré-fissurados até abertura de fissura 0,5mm e, com aplicação de 70% do valor da carga resistida neste ponto, notou-se maior propagação da abertura da fissura, mas a tensão residual pós fissuração se manteve semelhante à dos ensaios monotônicos. Comparando com a vida útil em serviço dos pavimentos aeroportuários que é dimensionada comumente para 24mil decolagens da aeronave

com maior a solicitação de carregamento, os CRF mantêm sua capacidade de resistência muito além deste número de solicitações sem aparente dano ou redução da capacidade de carga.

Nos ensaios estruturais de lajes sobre apoio elástico, a laje de referência teve resultado esperado apresentando fissuração próximo ao valor de dimensionamento e ruptura frágil, com dois planos de fissuração perpendiculares, coincidentes no ponto de aplicação de carga. As lajes de CRFPVA mostraram acréscimo de carga de primeira fissura e de carga última com o aumento da fração volumétrica de fibras. Também foi observado que a adição de fibras no concreto reduziu as deformações medidas nos ensaios e ainda, para maiores frações de fibra menores foram os deslocamentos apresentados. A laje RF4-10, com  $10\text{kg/m}^3$  de fibra de PVA teve comportamento semelhante à laje PP-5, com  $5\text{kg/m}^3$  de fibra de polipropileno comparando as cargas de primeira fissura e carga última. A necessidade da utilização de maior fração volumétrica para as fibras de PVA, mesmo tendo propriedades mecânicas melhores, pode ser atribuída à alta adesão da fibra de PVA à matriz, não permitindo que o processo de arrancamento ocorra devidamente, como citado anteriormente. O processo de arrancamento pode ser aprimorado para estas fibras considerando a alteração na geometria da fibra, como na razão de aspecto ou por tratamento superficial nas fibras de PVA para reduzir sua adesão com a matriz cimentícia. Comercialmente a necessidade de utilização de maiores frações de fibras de PVA pode ser um problema já que o custo destas fibras é mais alto, em comparação às fibras de polipropileno.

Comparando os resultados de dimensionamento com os experimentais, verificou-se que os primeiros se apresentam até 30% inferiores aos resultados dos ensaios, mostrando-se mais conservadores, mas também, indica que os parâmetros utilizados para os cálculos, obtidos dos ensaios de flexão em três pontos e do módulo de reação da base elástica, são seguros para o dimensionamento por estes métodos.

Ainda, comparando os resultados experimentais do pavimento aeroportuário rígido, do concreto simples, proposto pela AC150/5320-6F [13] e os resultados dos ensaios dos pavimentos de CRF propostos pela TR-34 [6], conclui-se ser possível a utilização de CRF para pavimentos aeroportuários já que estes apresentam ganhos em carga máxima, redução de deformações, carga de abertura de fissura, resistência residual pós fissuração ou ainda, com a possibilidade de reduzir a espessura do

pavimento gerando redução de custos na construção como resultados apresentados pela laje RF4-10-L02 com 60mm de espessura. Além disso é necessário considerar melhorias em parâmetros que não foram aqui estudados, mas são características dos CRF, como maior resistência a abrasão [124,125], redução de fissuração por retração [126] e efeitos de temperatura [127] e redução de deformação por cargas permanentes [23,128].

## 5.2. Sugestões para trabalhos futuros

- Realizar ensaios de fadiga para vários níveis de carregamento para a construção das curvas SN e comparar o comportamento de concretos reforçados com fibras de PVA e com outros tipos de fibras em diferentes frações.
- Realizar ensaios de arrancamento de uma fibra única de PVA para a determinação do modo de falha no arrancamento e avaliar a necessidade de tratamento superficial na fibra ou indicar a melhor composição da matriz para que esta sofra o arrancamento.
- Aprimorar o arranjo do ensaio estrutural para que o carregamento possa simular a área de contato do pneu da aeronave com a laje, o que aumentará as cargas de fissuração e última atingidas nos ensaios.
- Propor modelos de dimensionamento de pavimentos de CRF utilizando métodos de elementos finitos que se aproximem do modelo aplicado pela FAA.
- Realizar ensaios de fluência para os CRFPVA e para as fibras de PVA e avaliar seu comportamento a longo prazo.
- Avaliar a utilização de outros tipos de fibra para reforço em pavimentos aeronáuticos e comparar seu comportamento estrutural.
- Avaliar a resistência ao impacto dos CRFPVA e indicar sua aplicação de acordo com seu comportamento.

## 6. Referências

- [1] Petek Gursel A, Masanet E, Horvath A, Stadel A. Life-cycle inventory analysis of concrete production: A critical review. *Cem Concr Compos* 2014;51:38–48.
- [2] Brandt AM. “Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering.” *Compos Struct* 2008;86:3–9.
- [3] Carlesso DM, de la Fuente A, Cavalaro SHP. Fatigue of cracked high performance fiber reinforced concrete subjected to bending. *Constr Build Mater* 2019;220:444–55.
- [4] Singh H. Design of SFRC flexural members. *Steel Fiber Reinf. Concr. Behav. Model. Des.*, 2017, p. 59–108.
- [5] Noushini A, Samali B, Vessalas K. Effect of polyvinyl alcohol (PVA) fibre on dynamic and material properties of fibre reinforced concrete. *Constr Build Mater* 2013;49:374–83.
- [6] The Concrete Society. Technical Report 34 - Concrete industrial ground floors. 4th ed. The Concrete Society; 2016.
- [7] Fédération Internationale du Béton. Model Code for Concrete Structures. Switzerland: Fédération Internationale du Béton; 2010.
- [8] ACI 544.4R-18. Guide for Design with Fiber-Reinforced Concrete. 2018.
- [9] NBR 16935:2021 - Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras - Procedimento 2021.
- [10] British Standards. EN 14651 - Test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural tensile strength ( limit of proportionality ( LOP ), residual ). vol. 3. 2007.
- [11] ABNT. Concreto reforçado com fibras - Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) - Método de ensaio. Assoc Bras Normas Técnicas 2021;NBR 16940:8.
- [12] ASTM. C 1609/C 1609M-05 Standard Test Method for Flexural

- Performance of Fiber-Reinforced Concrete ( Using Beam With Third-Point Loading ) 1. ASTM 2005;i:1–8.
- [13] Federal Aviation Administration. AC150/5320-6F - Airport Pavement Design and Evaluation. US Dep Transp 2016:173.
  - [14] Boulekbache B, Hamrat M, Chemrouk M, Amziane S. Flexural behaviour of steel fibre-reinforced concrete under cyclic loading. *Constr Build Mater* 2016;126:253–62.
  - [15] Noushini A, Samali B, Vessalas K. Ductility and damping characteristics of PVA-FRC beam elements. *Adv Struct Eng* 2015;18:1763–87.
  - [16] Oh BH, Kim JC, Choi YC. Fracture behavior of concrete members reinforced with structural synthetic fibers. *Eng Fract Mech* 2007;74:243–57. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2006.01.032>.
  - [17] Silva F de A, Mobasher B, Filho RDT. Cracking mechanisms in durable sisal fiber reinforced cement composites. *Cem Concr Compos* 2009;31:721–30.
  - [18] Yousefieh N, Joshaghani A, Hajibandeh E, Shekarchi M. Influence of fibers on drying shrinkage in restrained concrete. *Constr Build Mater* 2017;148:833–45.
  - [19] Gupta R, Jain R, Rathod H. Use of polypropylene fiber reinforced concrete as a construction material for rigid pavements : Part II. *Indian Concr J* 2016;90:12–21.
  - [20] Naaman AE, Surendra PS. Pull-Out Mechanism in Steel Fiber-Reinforced Concrete. *J Struct Div* 1976;102:1537–48.
  - [21] T. Y. Lim and S. L. Lee PP. Bending Behavior of Steel-Fiber Concrete Beams. *ACI Struct J* n.d.;84. <https://doi.org/10.14359/2794>.
  - [22] Barros JAO, Cunha VMCF, Ribeiro AF, Antunes JAB. Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete. *Mater Struct Constr* 2005;38:47–56. <https://doi.org/10.1617/14058>.
  - [23] Lima VN. Fluência e propriedades mecânicas de compósitos cimentícios reforçados com fibra de aço e polipropileno 2019:178.
  - [24] Manfredi RP. Propriedades mecânicas e dimensionamento de estruturas de concreto reforçadas com fibras de aço 2020:127.
  - [25] Manfredi RP, de Andrade Silva F. Test Methods for the Characterization of



- Polypropylene Fiber Reinforced Concrete: A Comparative Analysis. KSCE J Civ Eng 2020;24:856–66. <https://doi.org/10.1007/s12205-020-0741-7>.
- [26] Redon C, Li VC, Wu C, Hoshiro H, Saito T, Ogawa Atsuhisa. Measuring and Modifying Interface properties of PVA Fibers in ECC Matrix. J Mater Civ En 2001;13:399–406.
- [27] Lee SC, Shin KJ, Oh BH. Cyclic pull-out test of single PVA fibers in cementitious matrix. J Compos Mater 2011;45:2765–72. <https://doi.org/10.1177/0021998311417476>.
- [28] Hamoush S, Abu-Lebdeh T, Cummins T. Deflection behavior of concrete beams reinforced with PVA micro-fibers. Constr Build Mater 2010;24:2285–93. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.04.027>.
- [29] Han JP, Tao JY. Experimental study on flexural performance of PVA fiber reinforced cement-based composites. Appl Mech Mater 2013;357–360:963–7. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.357-360.963>.
- [30] Noushini A, Vessalas K, Samali B. Flexural and tensile characteristics of polyvinyl alcohol fibre reinforced concrete (PVA-FRC). Proc 13th East Asia-Pacific Conf Struct Eng Constr EASEC 2013 2013.
- [31] Carlesso DM, Cavalaro S, de la Fuente A. “Flexural fatigue of pre-cracked plastic fibre reinforced concrete: Experimental study and numerical modeling.” Cem Concr Compos 2021;115:103850.
- [32] Bentur A, Mindess S. Fibre Reinforced Cementitious Composites, 1990.
- [33] Belletti B, Cerioni R, Meda A, Plizzari G. “Design Aspects on Steel Fiber-Reinforced Concrete Pavements.” J Mater Civ Eng 2008;20:599–607.
- [34] Federal Aviation Administration. Airport Pavement Design and Evaluation. Aviation 2009;1:1–2.
- [35] Holmen JO. “Fatigue design evaluation of offshore concrete structures.” Matériaux Constr 1984;17:39–42.
- [36] de La Fuente A, Blanco A, Armengou J, Aguado A. “Sustainability based-approach to determine the concrete type and reinforcement configuration of TBM tunnels linings . Case study : Extension line to Barcelona Airport T1.” Tunn Undergr Sp Technol Inc Trenchless Technol Res 2017;61:179–88.
- [37] Sritharan S, Schmitz GM. “Design of tall wind turbine towers utilizing

- UHPC.” RILEM-Fib-AFGC Int Symp UHPFRC 2013:433–42.
- [38] Germano F, Tiberti G, Plizzari G. “Post-peak fatigue performance of steel fiber reinforced concrete under flexure.” *Mater Struct* 2015;49.
- [39] Lappa ES. Fatigue failure properties of high and ultra high strength fibre reinforced concrete. In: Vogel T, Mojsilovic N, Marti P, editors. *Proc. 6th Int. PhD Symp. Civ. Eng., ETH Zurich, IBK*; 2006, p. 1–8.
- [40] Zhang J, Stang H, Li VC. Fatigue life prediction of fiber reinforced concrete under flexural load. *Int J Fatigue* 1999;21:1033–49. [https://doi.org/10.1016/S0142-1123\(99\)00093-6](https://doi.org/10.1016/S0142-1123(99)00093-6).
- [41] Sun Wei and Samir Said JAM. Study of the Interface Strength in Steel Fiber-Reinforced Cement-based Composites. *ACI J Proc* n.d.;83. <https://doi.org/10.14359/10453>.
- [42] Löfgren I. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. 2005.
- [43] Diamond S, Huang J. The ITZ in concrete - A different view based on image analysis and SEM observations. *Cem Concr Compos* 2001;23:179–88. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(00\)00065-2](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(00)00065-2).
- [44] Zhang X, Xu S. Fracture resistance on aggregate bridging crack in concrete. *Front Archit Civ Eng China* 2007;1:63–70. <https://doi.org/10.1007/s11709-007-0006-2>.
- [45] Van Mier JGM. Mode I Fracture Of Concrete: Discontinuous Crack Growth And Crack Interface Grain Bridging. *Cem Concr Res* 1991;21:1–15.
- [46] NG TS, Htut TNS, Foster SJ. Fracture of Steel Fibre Reinforced Concrete - the Unified Variable Engagement Model. *Uniciv Rep No R-420* 2012:1–117.
- [47] Ghoddousi P, Ahmadi R, Sharifi M. Fiber pullout model for aligned hooked-end steel fiber. *Can J Civ Eng* 2010;37:1179–88. <https://doi.org/10.1139/L10-053>.
- [48] Sovják R, Máca P, Imlauf T. Effect of fibre aspect ratio and fibre volume fraction on the effective fracture energy of ultra-high-performance fibre-reinforced concrete. *Acta Polytech* 2016;56:319–27. <https://doi.org/10.14311/AP.2016.56.0319>.
- [49] Bencardino F, Rizzuti L, Spadea G, Swamy RN. Stress-Strain Behavior of

- Steel Fiber-Reinforced Concrete in Compression. *J Mater Civ Eng* 2008;20:255–63. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2008\)20:3\(255\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2008)20:3(255)).
- [50] Gopalaratnam VS, Shah SP. Tensile Failure of Steel Fiber-Reinforced Mortar. *J Eng Mech* 1987;113:635–52. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1987\)113:5\(635\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1987)113:5(635)).
- [51] Li VC. Interface Property Characterization and Strengthening Mechanisms in Fiber Reinforced Cement Based Composites. *Adv Cem Based Mater* 1997;6:1–20. [https://doi.org/10.1016/s1065-7355\(97\)00004-7](https://doi.org/10.1016/s1065-7355(97)00004-7).
- [52] Soroushian P, Bayasi Z. Fiber-type effects on the performance of steel fiber reinforced concrete. *Aci Mater J* 1991;88:129–34.
- [53] Patrik G. Fiber Reinforced Concrete - Fracture mechanics methods applied on self-compacting concrete and energetically modified binders.pdf 2000:1–237.
- [54] Li VC, Stang H, Krenchel H. Micromechanics of crack bridging in fibre-reinforced concrete. *Mater Struct* 1993;26:486–94. <https://doi.org/10.1007/BF02472808>.
- [55] Van Mier JGM. Concrete fracture: a multiscale approach. 1st ed. Boca Raton: CRC press; 2012. <https://doi.org/https://doi.org/10.1201/b12968>.
- [56] Fantilli AP, Vallini P, Chiaia B. Ductility of fiber-reinforced self-consolidating concrete under multi-axial compression. *Cem Concr Compos* 2011;33:520–7. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.02.007>.
- [57] Naaman DAF and AE. Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression. *ACI J Proc* n.d.;82. <https://doi.org/10.14359/10359>.
- [58] Di Prisco M, Plizzari G, Vandewalle L. Fibre reinforced concrete: New design perspectives. *Mater Struct Constr* 2009;42:1261–81. <https://doi.org/10.1617/s11527-009-9529-4>.
- [59] Song PS, Hwang S. Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete. *Constr Build Mater* 2004;18:669–73. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.04.027>.
- [60] Naaman AE, Reinhardt HW. Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. *Mater Struct Constr* 2006;39:547–55. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9103-2>.

- [61] Fantilli AP, Mihashi H, Vallini P. Multiple cracking and strain hardening in fiber-reinforced concrete under uniaxial tension. *Cem Concr Res* 2009;39:1217–29. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.08.020>.
- [62] T. Y. Lim and S. L. Lee PP. Analytical Model for Tensile Behavior of Steel-Fiber Concrete. *ACI Mater J* n.d.;84. <https://doi.org/10.14359/1454>.
- [63] Robins P, Austin S, Jones P. Pull-out behaviour of hooked steel fibres. *Mater Struct Constr* 2002;35:434–42. <https://doi.org/10.1007/bf02483148>.
- [64] Kamal A, Kunieda M, Ueda N, Nakamura H. Evaluation of crack opening performance of a repair material with strain hardening behavior. *Cem Concr Compos* 2008;30:863–71. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.08.003>.
- [65] Wille K, El-Tawil S, Naaman AE. Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading. *Cem Concr Compos* 2014;48:53–66. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.12.015>.
- [66] Vandewalle L, Dupont D. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Bending test and interpretation. *Rilem Proceeding* 31 2003:1–14.
- [67] Jarrat R. Construction in in-situ cast flat slabs using steel fibre reinforced concrete 2011:204.
- [68] Bayramov F, Taşdemir C, Taşdemir MA. Optimisation of steel fibre reinforced concretes by means of statistical response surface method. *Cem Concr Compos* 2004;26:665–75. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(03\)00161-6](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(03)00161-6).
- [69] Chanvillard G, Banthia N, Aïtcin PC. Normalized load-deflection curves for fibre reinforced concrete under flexure. *Cem Concr Compos* 1990;12:41–5. [https://doi.org/10.1016/0958-9465\(90\)90034-U](https://doi.org/10.1016/0958-9465(90)90034-U).
- [70] JSCE. Test method for bending strength and bending toughness of steel fiber reinforced concrete. *Standard Specification for Concrete Structures, Test Methods and Specifications* 2005:362.
- [71] Soranakom C, Mobasher B. Closed-Form Solutions for Flexural Response of Fiber-Reinforced Concrete Beams. *J Eng Mech* 2007;133:933–41. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(2007\)133:8\(933\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(2007)133:8(933)).

- [72] Lee MK, Barr BIG. “An overview of the fatigue behaviour of plain and fibre reinforced concrete.” *Cem Concr Compos* 2004;26:299–305.
- [73] Nussbaumer A, Borges L, Davaine L. *Design of Steel and Composite Structures* 2018:1–2.
- [74] Oh BH. *Fatigue Analysis of Plain Concrete in Flexure* 1986;112:273–88.
- [75] Carlesso DM. “Flexural fatigue of pre-cracked fibre reinforced concrete: experimental study and numerical modelling.” *Universitat Politècnica de Catalunya*, 2019.
- [76] Isojeh B. *Fatigue Damage Analysis of Reinforced* 2017.
- [77] González DC, Moradillo R, Mínguez J, Martínez JA, Vicente MA. “Postcracking residual strengths of fiber-reinforced high-performance concrete after cyclic loading.” *Struct Concr* 2018;19:340–51.
- [78] Schell ZPB and WF. *Fatigue Fracture of High-Strength Concrete and Size Effect*. *ACI Mater J* n.d.;90. <https://doi.org/10.14359/3880>.
- [79] Naaman AE, Hammoud H. *Fatigue characteristics of high performance fiber-reinforced concrete*. *Cem Concr Compos* 1998;20:353–63. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(98\)00004-3](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(98)00004-3).
- [80] Nanni A. *Fatigue behaviour of steel fiber reinforced concrete*. *Cem Concr Compos* 1991;13:239–45. [https://doi.org/10.1016/0958-9465\(91\)90029-H](https://doi.org/10.1016/0958-9465(91)90029-H).
- [81] Radi E, Maida P Di. *Mechanics of Materials and Structures ANALYTICAL SOLUTION FOR DUCTILE AND FRC PLATES ON ELASTIC* 2014;9.
- [82] H. Falkner and M. Teutsch ZH. *Comparative Study of Plain and Steel Fiber Reinforced Concrete Ground Slabs*. *Concr Int* n.d.;17.
- [83] Rambo DAS, Silva FDA, Toledo Filho RD. *Effect of steel fiber hybridization on the fracture behavior of self-consolidating concretes*. *Cem Concr Compos* 2014;54:100–9. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.02.004>.
- [84] Barros JAO, Figueiras JA. *Experimental behaviour of fibre concrete slabs on soil*. *Mech Cohesive-Frictional Mater* 1998;3:277–90. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1099-1484\(199807\)3:3<277::AID-CFM52>3.0.CO;2-N](https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199807)3:3<277::AID-CFM52>3.0.CO;2-N).
- [85] Sorelli L, Meda A, Plizzari GA, Rossi B. *Experimental investigation on slabs*

- on grade: steel fibers vs. conventional reinforcement. 6th Int RILEM Symp Fibre Reinf Concr 2004:1083–92.
- [86] Elsaigh WA, Kearsley PEP. Steel fibre reinforced concrete ground slabs: a comparative evaluation of plain and steel fiber reinforced concrete ground slabs. *Civ Biosyst Eng* 2001;MEng.
  - [87] Roesler JR, Altoubat SA, Lange DA, Rieder KA, Ulreich GR. Effect of synthetic fibers on structural behavior of concrete slabs-on-ground. *ACI Mater J* 2006;103:3–10. <https://doi.org/10.14359/15121>.
  - [88] Roesler JR, Lange DA, Altoubat SA, Rieder K-A, Ulreich GR. Fracture of Plain and Fiber-Reinforced Concrete Slabs under Monotonic Loading. *J Mater Civ Eng* 2004;16:452–60. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2004\)16:5\(452\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2004)16:5(452)).
  - [89] Plizzari AM and GA. New Design Approach for Steel Fiber-Reinforced Concrete Slabs-on-Ground Based on Fracture Mechanics. *ACI Struct J* n.d.;101. <https://doi.org/10.14359/13089>.
  - [90] Westergaard HM. Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. *Public Roads* 1926;7:25–35.
  - [91] Westergaard HM. New Formulas for Stresses in Concrete Pavements of Airfields. *Trans Am Soc Civ Eng* 1948;113:425–39. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0006179>.
  - [92] Westergaard HM. Computation of stresses in concrete roads. *Hyghw Res Board Proc* 1926;5:90–112.
  - [93] Meyerhof G. Load-Carrying Capacity of Concrete Pavements. *J Soil Mech Found Div* 1962.
  - [94] ACI. Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete 2000.
  - [95] Portland Cement Association. Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements. 1984.
  - [96] USACE. Pavement Design for Roads, Streets, Walks, and Open Storage Areas 1992.
  - [97] Tamagusko T. Airport pavement design. *Concr Pavement Des Constr Perform* 2020:216–37. <https://doi.org/10.1201/9781482288483-17>.

- [98] Fabre C. Airfield Pavements and the A380. *Int Airpt Rev* 2017;1.
- [99] Heymsfield E, Tingle JS. State of the practice in pavement structural design/analysis codes relevant to airfield pavement design. *Eng Fail Anal* 2019;105:12–24. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.06.029>.
- [100] ASTM D1883-16. Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils 2016.
- [101] Federal Aviation Administration. 150/5370-10H - Standard Specifications for Construction of Airports 2018.
- [102] Técnicas ABDN. NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone: Abnt Nbr Nm 671998 1998:8.
- [103] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova (Concrete - Procedure for molding and curing concrete test specimens) [in Portuguese]. *Assoc Bras Normas Técnicas* 2015:1–12.
- [104] ABNT. NBR 5739:2007 Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. *Assoc Bras Normas Técnicas* 2007:14.
- [105] ABNT. Nbr 8522. *Assoc Bras Normas Técnicas* 2017:15–20.
- [106] ABNT. NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 16697, Portland cement - Requirements 2018:12.
- [107] Associação Brasileira De Normas Técnicas (ABNT). ABNT NBR NM 248: Análise Granulométrica. *Assoc Bras Normas Técnicas* 2003:6.
- [108] NBR 7211. NBR 7211: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro 2009.
- [109] Savastano H, Agopyan V, Nolasco AM, Pimentel L. Plant fibre reinforced cement components for roofing. *Constr Build Mater* 1999;13:433–8. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(99\)00046-X](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(99)00046-X).
- [110] Onuaguluchi O, Bantia N. Plant-based natural fibre reinforced cement composites: A review. *Cem Concr Compos* 2016;68:96–108. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.02.014>.
- [111] Mazaheripour H, Ghanbarpour S, Mirmoradi SH, Hosseinpour I. The effect of polypropylene fibers on the properties of fresh and hardened lightweight self-compacting concrete. *Constr Build Mater* 2011;25:351–8.

- <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.018>.
- [112] NBR 11768-2011 - aditivos quimicos para concreto de cimento portland - requisitos.pdf n.d.
- [113] NBR 8082 de 03.2016 - Espuma rígida de poliuretano para fins de isolamento térmica Determinação da resistência à compressão.pdf n.d.
- [114] Chen B, Liu J. Contribution of hybrid fibers on the properties of the high-strength lightweight concrete having good workability. *Cem Concr Res* 2005;35:913–7. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.07.035>.
- [115] Martinie L, Rossi P, Roussel N. Rheology of fiber reinforced cementitious materials: classification and prediction. *Cem Concr Res* 2010;40:226–34. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.08.032>.
- [116] Salvador RP, Fernandes JF, de Figueiredo AD. Avaliação do concreto reforçado com baixos teores de fibras para fins estruturais segundo a norma EN 14651-2007. *Rev Mater* 2015;20:961–74. <https://doi.org/10.1590/S1517-707620150004.0100>.
- [117] Bencardino F, Rizzuti L, Spadea G, Swamy RN. Experimental evaluation of fiber reinforced concrete fracture properties. *Compos Part B Eng* 2010;41:17–24. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2009.09.002>.
- [118] Nana WSA, Tran H V., Goubin T, Kubisztal G, Bennani A, Bui TT, et al. Behaviour of macro-synthetic fibers reinforced concrete: Experimental, numerical and design code investigations. *Structures* 2021;32:1271–86. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.03.080>.
- [119] Huang BT, Li QH, Xu SL, Liu W, Wang HT. Fatigue deformation behavior and fiber failure mechanism of ultra-high toughness cementitious composites in compression. *Mater Des* 2018;157:457–68. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2018.08.002>.
- [120] Behloul M, Chanvillard G, Pimienta P, Pineaud A, Rivillon P. Fatigue Flexural Behavior of Pre-cracked Specimens of Special UHPFRC. *Seventh Int Symp Util High Strength/High-Performance Concr* 2005:1253–68.
- [121] Ramakrishnan V, Wu GY, Hosalli G. Flexural fatigue strength, endurance limit, and impact strength of fiber reinforced concretes. *Transp Res Rec* 1989:17–24.



- [122] Parant E, Rossi P, Boulay C. Fatigue behavior of a multi-scale cement composite. *Cem Concr Res* 2007;37:264–9. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.04.006>.
- [123] Velloso DDA, Lopes FDR. Fundações. vol. c. n.d.
- [124] Liu TC, McDonald JE. Abrasion-Erosion Resistance of Fiber-Reinforced Concrete. *Cem Concr Aggregates* 1981;3:93–100. <https://doi.org/10.1520/CCA10211J>.
- [125] Shurpali AA, Edwards JR, Kernes RG, Lange DA, Barkan CPL. Improving the abrasion resistance of concrete to mitigate concrete crosstie rail seat deteriorationq (RSD). *Mater Perform Charact* 2017;6:521–34. <https://doi.org/10.1520/MPC20170051>.
- [126] Noushini A, Vessalas K, Arabian G, Samali B. Drying shrinkage behaviour of fibre reinforced concrete incorporating polyvinyl alcohol fibres and fly ash. *Adv Civ Eng* 2014;2014. <https://doi.org/10.1155/2014/836173>.
- [127] Hansen EJDP. Durability of cracked fibre reinforced concrete exposed to freeze-thaw and deicing salt. *Constr Environ Cib World Build Congr* 1998 1998:123–30.
- [128] Plizzari G, Serna P. Structural effects of FRC creep. *Mater Struct* 2018;51:167. <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1290-0>.