

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Diego Guimarães

**AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DE CONCRETOS
REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO PARA UTILIZAÇÃO
EM PISOS INDUSTRIAIS**

Porto Alegre
Dezembro 2015

DIEGO GUIMARÃES

**AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DE CONCRETOS
REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO PARA UTILIZAÇÃO
EM PISOS INDUSTRIAIS**

Dissertação Apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Orientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Co-orientadora: Virginia Maria Rosito d'Avila Bessa

Porto Alegre
Dezembro 2015

CIP - Catalogação na Publicação

Guimarães, Diego
Avaliação das Propriedades de Concretos Reforçados
com Fibras de Aço para Utilização em Pisos Industriais
/ Diego Guimarães. -- 2015.
180 f.

Orientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho.
Coorientadora: Virgínia Maria Rosito D'Avila Bessa.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2015.

1. Pisos Industriais. 2. Concreto Reforçado com
Fibras de aço (CRFA). 3. Ensaio de Flexão. 4.
Dimensionamento. 5. Energia de Fratura. I. Silva
Filho, Luiz Carlos Pinto da, orient. II. D'Avila
Bessa, Virgínia Maria Rosito, coorient. III. Título.

DIEGO GUIMARÃES

**AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DE CONCRETOS
REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO PARA UTILIZAÇÃO
EM PISOS INDUSTRIAIS**

Esta Dissertação de Mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Estruturas, e aprovada em sua forma final pelos professores orientador e co-orientador pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 16 de Dezembro de 2015

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. University of Leeds
Orientador

Prof. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa
Doutorado Universidade Federal do Rio do
Sul
Co-Orientadora

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Doutor Amir Elias Abdalla Kurban (UFRJ)
Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Brasil

Prof. PhD Ângela Gaio Graeff (UFRGS)
University of Sheffield, SHEFFIELD, Inglaterra

Prof. Doutor Jorge Augusto Pereira Cerati (UFRJ)
Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Brasil

Prof. Doutora Rejane Candiota Tubino (UFRGS)
.Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Brasil

Dedico este trabalho a todas as pessoas que me apoiaram e estiveram ao meu lado durante todos os anos de mestrado, minha família, amigos, colegas de faculdade.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, que me orientou neste trabalho apoiando durante todo este período do mestrado, incentivando sempre a minha caminhada acadêmica. Propiciou-me a oportunidade de trabalhar como bolsista de iniciação científica no LEME durante a graduação, ao qual contribuiu para meu crescimento como pesquisador e engenheiro civil.

Agradeço a Prof^a. Virginia, co-orientadora deste trabalho que sempre me ajudou, desde a escolha do tema, e em todas as etapas. Me orientou e revisou inúmeras vezes o trabalho, contribuindo de grande forma para a conclusão deste trabalho.

Agradeço a Prof^a. Ângela, por sempre me ajudar durante o andamento de todas as fases do mestrado, esclarecendo as dúvidas e colaborando de forma que o trabalho apresenta-se crescimento e qualidade, além de sempre dar conselhos e palavras de apoio; a Prof^a. Vanessa, por me ajudar durante a fase final do mestrado contribuindo para que as dificuldades fossem vencidas e por todo apoio durante este tempo; a Prof^a Luciane Caetano Fonseca pela revisão de alguns capítulos, por todo apoio e amizade desde o tempo da iniciação científica na graduação, ajudando e colaborando para conclusão deste mestrado; ao Prof^o Uziel pela amizade, e por me apresentar o concreto reforçado com fibras, colaborando com meu aprendizado. Agradecido ao Prof^o Amir por me propiciar a oportunidade de ministrar a aula na FTEC e pelos conselhos sobre a docência.

Agradeço aos bolsistas mais incríveis e bonitos da UFRGS: Lucas Brandt, Ricardo Adam, Michael Parisotto, Vitor Linhares, Ettore Arpini, Livia Zoppas, Lucas Aragão, Tais Junges, Anielle Schulte, Bárbara Griebeler, Mylena Birck, Natalie Zeballos, Victor Ivan Dal Bosco, Marcos, Gabrielle B., Mathias P., Nathalie, por toda dedicação e colaboração nesta pesquisa, além disso, pela amizade que construímos durante toda a convivência no LEME, sem eles eu não teria terminado este trabalho.

A Euripedes Martins Fontes, a Edgar Wallace Pereira Lucas, a Liliane Gaeversen, por todo o suporte técnico que deram durante a pesquisa, em todos os experimentos no LEME sempre colaboram de forma decisiva para o término das atividades experimentais, e por todos os ensinamentos amizade de destes anos. Agradeço a Edna, Karol Gonçalves, Ana Luiza Azevedo, Carmem Luiza, por toda a ajuda que prestaram na parte administrativa, de forma sempre a contribuir para o término da dissertação.

Agradeço a todos meus amigos, Wagner, Elisangela, Caue, Cleiton, Kaka, Tia Viviane, Tio Clairton, Dona Rosane, Seu Sidnei, Paulo, Karine, Henrique, Paty, Leonardo, Carine, Renato, Raquel, Dani, Eder, Tata, Mateus, Paula, Marco, Xico, Eveline, Igara, Yves, Lisi, por estarem ao meu lado durante toda a caminhada, desta dissertação, todos os momentos foram importantes para a chegada à reta final.

Agradeço a todos meus amigos do mestrado em especial ao Pedro, Maiga, Diego San Martins, Cinthia, Bruno Linhares, Luciano Martins, Diego Fuster, Rachel, André Bruch, Abel, Alina, Alvaro, Evandro, Julian, Paty e Cris, Bruno Blanc, Josi e Mauricio, por todas as disciplinas que estudamos juntos, todos os dias de RU, todas as tardes de chimarrão na redenção e todo o companheirismo durante estes anos de mestrado. Agradeço a todos da família LEME, que sempre me ajudaram de alguma forma com palavras de apoio, revisando os capítulos da dissertação, idas em congressos, e companhia em eventos, em especial à Morgane Bigolin, Luiza Segabinazzi, Lucas Reginato, Debora Righi, Fernanda Bianchi, Bruno do Valle.

Agradeço a Margarete Cerutti da Arcelor Mittal pela doação das fibras e disponibilidade para dúvidas e contribuição para o aperfeiçoamento desta pesquisa. Agradeço a Douglas Henkes da Votorantim pela doação do cimento para a pesquisa.

Agradeço a Tia Flora, Tio Hilton e Tia Miriam, por toda a ajuda e incentivo durante todos os anos apoiando e torcendo de inúmeras formas para que este objetivo fosse alcançado. Sempre torcendo junto pelo Grêmio.

Agradeço a minha esposa Pri, por todo o companheirismo, amizade, amor, por todos os momentos que passamos juntos neste tempo, pelas brincadeiras, shows, chimarrão na praça e idas ao futebol comigo, por tudo que estamos aprendendo com o Titi, por ter colaborado com revisões e ideias para o crescimento do trabalho, te amo.

Agradeço ao meu filho Titi, por ter me proporcionado a experiência única que é ser pai, passar estes mesinhos com ele está sendo fantástico, e ele colaborou muito para o término deste trabalho Titizinho te amo muito.

Agradeço a minhas duas mães, Daura Maria, e a minha tia Naura que me deram carinho amor e sempre serviram de pilares para que a obra final fosse concluída, e continuam servindo de base ainda, muito obrigado por estar junto comigo durante a jornada, obrigado do fundo do coração, eu amo vocês

Agradeço a deus por todas as oportunidades que me propiciou e continua me proporcionando, por me dar forças para continuar a caminhada.

Embora ninguém possa voltar atrás e fazer um novo
começo, qualquer um pode começar agora e fazer um
novo fim.

Francisco Xavier

RESUMO

GUIMARÃES, D. **Avaliação das Propriedades de Concretos Reforçados com Fibras de Aço para Utilização em Pisos Industriais**. 2015. 180 f. Dissertação de Mestrado (Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Os pisos industriais são elementos que estão presentes em muitas obras da construção civil. Devido a isso, estudos devem ser procedidos para melhorar seu desempenho. Concretos reforçados com fibras metálicas são alternativas para a produção de pisos, pois as fibras melhoram o comportamento do concreto transformando-o de um material quase-frágil em um material com comportamento pseudo-ductil. Diversas manifestações patológicas vêm sendo constatadas em pisos, como fissuras, e o emprego destas fibras visa minimizar estas deficiências. Assim, nesta pesquisa, foi estudado o traço 1: 2,5: 3,1 a/c 0,55, com adição de três teores diferentes de fibras: 0,25%; 0,35% e 0,60%, em volume de concreto, e dois fatores de forma FF/65 e FF/80. Para avaliar características do concreto foram realizados ensaios de flexão a quatro pontos, flexão a três pontos, módulo de elasticidade e resistência à compressão axial. A partir destes ensaios pode-se verificar o comportamento de cada teor em relação: à tenacidade, às variações na carga de pico, à capacidade de manter a resistência residual pós-ruptura e à abertura da fissura. Também foram avaliadas as diferenças do comportamento em relação à moldagem dos CPs, devido ao fato que foram moldados CPs cilíndricos convencionais e extraídos de blocos. Verificou-se que a inserção de fibras não causa significativas alterações na resistência à compressão axial e também no módulo de elasticidade. Quando a análise é realizada para o tipo de moldagem verificou-se que os CPs cilíndricos convencionais obtiveram melhor desempenho, em comparação aos extraídos. Na avaliação dos ensaios de flexão observou-se que o teor exerce maior influência no desempenho se comparado com a mudança no fator de forma. O padrão de fissuração nas vigas foi o esperado para teores abaixo do volume crítico. Verificou-se uma menor variabilidade dos resultados de flexão a três pontos em relação ao ensaio de flexão a quatro pontos. Constatou-se um aumento da energia de fratura com o aumento do teor de fibras. Com as propriedades estimadas experimentalmente foi dimensionado um piso industrial para uma aplicação específica, ressaltando que o teor de 0,35% seria a melhor alternativa. Concluindo que nesta pesquisa a variação no FF não causou impactos no desempenho final ressaltando que o teor de 0,35% seria a melhor alternativa, para o dimensionamento.

Palavras-chave: pisos industriais; concreto reforçado com fibras de aço; ensaio de flexão.

ABSTRACT

GUIMARÃES, D. **Evaluation of Steel Fiber Reinforced Concrete for Industrial Floors.** 2015. 180 f. Dissertação de Mestrado (Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Industrial floors are elements that are present in many works of construction. Because of this, studies should be proceeded to improve their performance. Concrete reinforced with steel fibers are alternatives for the production of floors, because the fibers improve the concrete behavior making it a quasi-brittle material in a material with pseudo-ductile behavior. Several pathological manifestations have been observed in floors, such as cracks, and the use of these fibers is to minimize these deficiencies. Thus, in this research, we studied the trace 1: 2.5: 3.1 a / c 0.55, with addition of three different levels of fiber: 0.25%; 0.35% and 0.60% in volume of concrete, and two form factors FF / 65 and FF / 80. To evaluate specific characteristics of flexure tests were conducted at four points, the three points bending, modulus of elasticity and resistance to axial compression. From these tests can verify the behavior of each content regarding: the tenacity, to changes in peak load, the ability to maintain the post-break residual strength and the opening of the crack. They were also evaluated behavioral differences in relation to the molding of CPs due to the fact that were shaped conventional cylindrical CPs and extracted blocks. It was found that the fiber insertion does not cause significant changes in compressive strength and also the modulus of elasticity. When the analysis is performed for the type of molding it found that conventional cylindrical CPs performed better in comparison to extracted. In the evaluation of bending tests it was observed that the content has the most influence on performance compared with the change in form factor. The pattern of cracks on the beams was expected to levels below the critical volume. There was less variation of bending results at three points over the flexure test at four points. It was found an increased fracture energy with increased fiber content. With the properties estimated experimentally has been designed an industrial floor for a specific application, pointing out that the 0.35% level would be the best alternative. Concluding that this research variation in FF caused no impact on final performance pointing out that the 0.35% level would be the best alternative for the design.

Key words: industrial floors, steel fibre concrete reinforced, flexural test, toughness.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Etapas da pesquisa de mestrado.	30
Figura 2: Piso industrial de concreto reforçado com fibras	32
Figura 3: Piores situações de carregamento na placa.	37
Figura 4: Formatos de fibras de aço	47
Figura 5: Comprimento da fibra menor que o comprimento crítico	48
Figura 6: Comprimento da fibra é igual ao comprimento crítico	49
Figura 7: Comprimento da fibra é maior que o comprimento crítico	49
Figura 8: Compatibilidade dimensional entre fibra e agregado	50
Figura 9: Efeito do tamanho do agregado em relação às fibras.	50
Figura 10: Fator de forma	52
Figura 11: Diagrama de tensão x deformação comparação entre fibras de alto e baixo módulo de elasticidade longitudinal.....	54
Figura 12: Diagrama de tensão x deformação comparação entre <i>strain-hardening</i> e <i>strain-softening</i>	55
Figura 13: Relação do volume crítico em um diagrama carga x deflexão	56
Figura 14: Representação esquemática da zona de transição.	58
Figura 15: Curvas do concreto sobre compressão uniaxial	59
Figura 16: Curvas do concreto sobre tração uniaxial	60
Figura 17: Esquema de concentração de tensões	61
Figura 18: Comparação nas curvas tensão deformação, concreto, pasta, agregados	61
Figura 19: Esquema de concentração de tensões com reforço de fibras	62
Figura 20: Interface fibras-matriz	63
Figura 21: Relação entre resistência e matriz	63
Figura 22: Diagrama entre relações pré-fissura e pós-fissura.....	64
Figura 23: Diagrama entre relações pré-fissura e pós-fissura.....	65
Figura 24: Distribuição de tensões nas fibras.	65
Figura 25: Relações entre tensão de cisalhamento e o ensaio de arrancamento	66
Figura 26: Distribuições de tensões de cisalhamento com descolamento da fibra antes de fissura.....	67
Figura 27: Distribuições de tensões de cisalhamento sem descolamento da fibra antes de fissura.	68
Figura 28: Propagação da fissura até alcançar a fibra.	68
Figura 29: Esquema das variáveis e os ensaios realizados.	72
Figura 30: Granulometria do agregado miúdo.....	73
Figura 31: Granulometria do agregado graúdo.....	74
Figura 32: Fibras coladas em pentes.....	74
Figura 33: Ensaio de dobramento em fibras.....	75
Figura 34: Comparação entre as resistências à compressão axial.....	77
Figura 35: Formas utilizadas na pesquisa.	78
Figura 36: Aparência do concreto na betoneira.	79
Figura 37: Ensaio de abatimento de tronco de cone após a inclusão das fibras.....	80
Figura 38: Esquema da Mesa de Graff.	81
Figura 39: Ensaio da Mesa de Graff.	81
Figura 40: Ordem de colocação da mistura de concreto nas formas.	82
Figura 41: Vigas recém concretadas.....	82
Figura 42: Extração dos blocos.	83
Figura 43: Ensaio de compressão axial simples.	84
Figura 44: Ensaio de módulo de elasticidade.	85
Figura 45: Dimensões da viga.	87
Figura 46: Sistema Yoke para posicionamento dos LVDT na viga – flexão 4 pontos.	88
Figura 47: Ensaio flexão a 4 pontos em andamento.	88
Figura 48: Determinação do fator de tenacidade.....	89
Figura 49: Esquema dimensões das vigas em ensaios de três pontos.....	92
Figura 50: Esquema do ensaio de flexão de 3 pontos.....	93
Figura 51: Instrumentação do <i>clip gauge</i>	93
Figura 52: Calibração do <i>clip gauge</i>	94
Figura 53: Curva de calibração do <i>clip gauge</i>	94
Figura 54: Ensaio em três pontos em andamento.	95
Figura 55: Diagrama Carga x CMOD.	95

Figura 56: Média comparativa dos CPs convencionais na resistência à compressão FF/65.....	97
Figura 57: Média comparativa dos CPs convencionais na resistência à compressão FF/80.....	98
Figura 58: Média comparativa dos CPs extraídos na resistência à compressão FF/65.....	100
Figura 59: Média comparativa dos CPs extraídos na resistência à compressão FF/80.....	100
Figura 60: Média comparativa dos CPs convencionais para módulo de elasticidade longitudinal FF/65.....	105
Figura 61: Média comparativa dos CPs convencionais para módulo de elasticidade longitudinal FF/80.....	106
Figura 62: Média comparativa dos CPs extraídos para módulo de elasticidade longitudinal FF/65.....	107
Figura 63: Média comparativa dos CPs extraídos para módulo de elasticidade longitudinal FF/80.....	108
Figura 64: Comparação das três vigas no testemunho, flexão 4 pontos.....	111
Figura 65: Comparação das três vigas teor 0,25% FF/65, flexão 4 pontos.....	114
Figura 66: Fotos das três vigas no teor de 0,25% FF/65.....	115
Figura 67: Comparação dos resultados teor 0,35% FF/65, flexão 4 pontos.....	116
Figura 68: Fotos das duas vigas no teor de 0,35% FF/65.....	116
Figura 69: Comparação dos resultados teor 0,60% FF/65, flexão 4 pontos.....	117
Figura 70: Fotos das três vigas no teor de 0,60% FF/65.....	118
Figura 71: Comparação dos resultados teor 0,25% FF/80, flexão 4 pontos.....	118
Figura 72: Fotos das três vigas no teor de 0,25% FF/80.....	119
Figura 73: Comparação dos resultados teor 0,35% FF/80, flexão 4 pontos.....	120
Figura 74: Fotos das três vigas no teor de 0,35% FF/80.....	120
Figura 75: Comparação dos resultados teor 0,60% FF/80, flexão 4 pontos.....	121
Figura 76: Fotos das três vigas no teor de 0,60% FF/80.....	121
Figura 77: Comparativo das médias do FF/65.....	122
Figura 78: Comparativo da carga máxima (a) e da deflexão na carga máxima (b) FF/65.....	123
Figura 79: Comparativo Fator de Tenacidade (a) e Módulo de Ruptura (b) FF/65.....	124
Figura 80: Comparativo das médias do FF/80.....	125
Figura 81: Comparativo da carga máxima (a) e da deflexão na carga máxima (b) do FF/80.....	126
Figura 82: Comparativo do Fator de Tenacidade (a) e Módulo de Ruptura (b) do FF/80.....	127
Figura 83: Comparativo do fator de forma FF/65 e FF/80 teor de 0,25%.....	128
Figura 84: Comparativo da carga máxima, e da deflexão na carga máxima do FF/65 e FF/80 - teor de 0,25%.....	128
Figura 85: Comparativo do Fator de Tenacidade e Módulo de Ruptura do FF/65 e FF/80.....	129
Figura 86: Comparativo do Fator de Forma FF/80 e FF/65 teor de 0,35%.....	129
Figura 87: Comparativo da carga máxima, e da deflexão na carga máxima do FF/65 e FF/80 - teor de 0,35%.....	130
Figura 88: Comparativo da carga máxima, e da deflexão na carga máxima do FF/65 e FF/80 - teor de 0,35%.....	130
Figura 89: Comparativo do Fator de Forma FF/80 e FF/65 teor de 0,60%.....	131
Figura 90: Comparativo da carga máxima, e da deflexão na carga máxima do FF/65 e FF/80 - teor de 0,60%.....	131
Figura 91: Comparativo da carga máxima, e da deflexão na carga máxima do FF/65 e FF/80 - teor de 0,60%.....	132
Figura 92: Comparativo de comportamento do testemunho, flexão 3 pontos.....	134
Figura 93: Comparativo de comportamento do teor de 0,25% FF/65.....	135
Figura 94: Fotos das três vigas no teor de 0,25% FF/65.....	136
Figura 95: Comparativo de comportamento do teor de 0,35% FF/65, flexão 3 pontos.....	136
Figura 96: Fotos das três vigas no teor de 0,35% FF/65.....	137
Figura 97: Comparativo de comportamento do teor de 0,60% FF/65, flexão 3 pontos.....	137
Figura 98: Fotos das três vigas no teor de 0,60% FF/65.....	138
Figura 99: Comparativo de comportamento do teor de 0,25% FF/80, flexão 3 pontos.....	138
Figura 100: Fotos das três vigas no teor de 0,25% FF/80.....	139
Figura 101: Comparativo de comportamento do teor de 0,35% FF/80, flexão 3 pontos.....	139
Figura 102: Fotos das três vigas no teor de 0,35% FF/80.....	140
Figura 103: Comparativo de comportamento do teor de 0,60% FF/80, flexão 3 pontos.....	140
Figura 104: Fotos das três vigas no teor de 0,60% FF/80.....	141
Figura 105: Comparativo das médias das vigas do FF/65, ensaios de três pontos.....	141
Figura 106: Comparativo das médias das vigas do FF/65, ensaios de três pontos.....	141
Figura 107: Comparativo entre FF/65 e FF/80, teores de 0,25% (a) e 0,35% (b), ensaios de três pontos.....	142
Figura 108: Comparativo entre FF/65 e FF/80, teor de 0,60%, ensaios de flexão 3 pontos.....	143
Figura 109: Comparativo da Resistência Residual, Fator de Forma FF/65 (a) e FF/80 (b), flexão 3 pontos.....	143
Figura 110: Propagação das fissuras na zona coesiva.....	145
Figura 111: Propagação das fissuras no CRFA.....	146
Figura 112: Transformação do diagrama F x CMOD em σ x CMOD.....	147
Figura 113: Distribuição de tensões na seção sobre o entalhe.....	148
Figura 114: Resultados energia de fratura - deslocamento equivalente, $\delta = 2,3$ mm.....	150
Figura 115: Resultados energia de fratura - deslocamento equivalente, $\delta = 3,5$ mm.....	151

Figura 116: Resultados energia de fratura para concreto de referência.	151
Figura 117: Distribuição de Momentos de acordo com as cargas distribuídas.....	153
Figura 118: Carregamento da roda da empilhadeira no centro da placa.....	154
Figura 119: Carregamento da roda da empilhadeira na borda da placa.....	155
Figura 120: Carregamento devido as cargas de montante.	156
Figura 121: Momento Fletor devido a Retração da Placa.	157
Figura 122: piso dimensionado com armaduras de telas soldadas.	161
Figura 123: Comparação entre os agregados na dosagem (a) e consumo de cimento (b).	182
Figura 124: Comparação entre o abatimento (a) e o espalhamento (b).	182
Figura 125: Comparativo CPs convencionais e extraídos no FF/65.....	183
Figura 126: Comparativo CPs convencionais e extraídos no FF/80.....	183
Figura 127: Comparativo módulo CPs convencionais e extraídos no FF/65.....	184
Figura 128: Comparativo módulo CPs convencionais e extraídos no FF/80.....	184

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de fibra e matriz.....	44
Quadro 2: Traços utilizados na pré-dosagem do concreto.....	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Resultados dos ensaios da geometria para fibra FF/80 e FF/65.....	75
Tabela 2: Características físicas e reológicas dos traços analisados FF/80.	76
Tabela 4: Sequência de concretagens das vigas.....	78
Tabela 5: Valores de abatimentos de tronco de cone.....	80
Tabela 6: Valores de fluidez.....	82
Tabela 6: Análise estatística ANOVA resistência à compressão.....	103
Tabela 8: comparação do módulo de elasticidade longitudinal dos CPs convencionais e dos CPs extraídos.	109
Tabela 9: Comparação do módulo de elasticidade longitudinal dos CPs convencionais e extraídos FF/65 e FF/80, com resultados da homogeneização.	109
Tabela 9: Análise estatística ANOVA módulo de elasticidade longitudinal.	110
Tabela 10: Comparação entre as resistências à tração NBR 12142 e NBR 6118.	113
Tabela 11: Dados das vigas, FF/65 – teor 0,25%, flexão quatro pontos.....	115
Tabela 12: Comparação de dados FF/65 – teores 0,25%, 0,35% e 0,60%.	124
Tabela 14: Comparação de dados FF/80 – teores 0,25%, 0,35% e 0,60%.	127
Tabela 14: Comparação de dados ASTM C1609 (2010) – F/80 – teores 0,25%, 0,35% e 0,60%.....	133
Tabela 15: Análise estatística ANOVA flexão a quatro pontos.	133
Tabela 17: Dados FF/65 – teor 0,25%.....	136
Tabela 17: Análise estatística ANOVA flexão a três pontos.	144
Tabela 18: Energia da fratura, resultados experimentais e CEB-FIP (2010).....	148
Tabela 19: Energia da fratura para um CMOD equivalente de 2,3 mm para FF/65 e FF/80.	149
Tabela 20: Energia da fratura CMOD equivalente de 3,5 mm para FF/65 e FF/80.....	150
Tabela 21: Valores utilizados para cálculo do piso industrial.	152
Tabela 23: Dimensionamento do piso de concreto com fibras.	159
Tabela 24: Índices R_{e3} para os diferentes teores.	159
Tabela 24: Composição granulométrica do agregado miúdo.	176
Tabela 25: Composição granulométrica do agregado graúdo.....	176
Tabela 27: Propriedades do agregado graúdo.....	176
Tabela 27: Dados de compressão dos CP's convencionais FF/65 e FF/80.	176
Tabela 28: Dados de compressão dos CP's extraídos FF/65 e FF/80.	176
Tabela 29: Dados de módulo de elasticidade dos CP's convencionais FF/65 e FF/80.	177
Tabela 30: Dados de módulo de elasticidade dos CP's extraídos FF/65 e FF/80.	177
Tabela 31: Dados das vigas, testemunho, flexão quatro pontos.	177
Tabela 32: Dados das vigas, FF/65 – teor 0,35%, flexão quatro pontos.....	177
Tabela 33: Dados das vigas, FF/65 – teor 0,60%, flexão quatro pontos.....	178
Tabela 34: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,25%, flexão quatro pontos.....	178
Tabela 35: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,35%, flexão quatro pontos.....	178
Tabela 36: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,60%, flexão quatro pontos.....	178
Tabela 37: Dados das vigas, testemunho, flexão três pontos.....	179
Tabela 38: Dados das vigas, FF/65 – teor 0,35%, flexão três pontos.	179
Tabela 39: Dados das vigas, FF/65 – teor 0,60%, flexão três pontos.	179
Tabela 40: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,25%, flexão três pontos.	179
Tabela 41: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,35%, flexão três pontos.	179
Tabela 42: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,60%, flexão três pontos.	180

SIMBOLOGIA

- CBR: Índice de suporte Califórnia
- CMOD: Crack Mouth Opening Displacement
- CRF: Concreto Reforçado com Fibras
- CRFA: Concreto Reforçado com Fibras de Aço
- CPs: Corpos de Prova
- E_{ci} : Módulo de Elasticidade do Concreto sem Fibras
- E^{hom} : Módulo de Elasticidade Homogenizado do CRFA
- E^* : Máxima Energia que o Concreto pode Absorver
- FT: Fator de Tenacidade
- FF: Fator de Forma
- f_{ck} : Resistência Característica do Concreto
- f : Fluidez
- f_c : Tensão Última de Ruptura à Compressão
- $f_{d,L/600}$: Resistência Residual no Deslocamento L/600
- $f_{d,L/150}$: Resistência Residual no Deslocamento L/150
- f_{c28} : Resistência à Compressão aos 28 dias
- f_{cm} : Resistência Média à Compressão
- $f_{ctk, sup}$: Resistência à Tração Superior do Concreto
- $f_{ctk, inf}$: Resistência à Tração Inferior do Concreto
- Gc: Energia Crítica de Fratura
- Gf: Energia da Fratura
- G^{hom} : Módulo de Cisalhamento Homogenizado do CRFA
- h: Espessura do Piso
- LVDTs: *Linear Voltage Differential Transducer*
- l_c : Comprimento Crítico de Fibras
- l : Raio de Rigidez Relativa da Placa
- m: Agregados – Areia + Brita
- MFLE: Mecânica da Fratura Linear Elástica
- MFNL: Mecânica da Fratura não Linear
- MOR: Módulo de Ruptura de Pico do CRFA
- Pr: Carga da Empilhadeira de Rodagem Simples no Eixo mais Carregado
- p: Pressão de Enchimento dos Pneus

q : Carga Distribuída

$R_{e,3}$: Índice de Tenacidade do Concreto

R^2 : Coeficiente de Determinação

ZTF: Zona de Interface Fibra e Matriz

ZT: Zona Transição

k : Coeficiente de Recalque do Solo

ν : Coeficiente de Poisson

σ_{adm} : Tensão Admissível do Concreto

τ_{fu} : Tensão de Cisalhamento na Interface

δ : Deflexão Vertical

ν^{hom} : Coeficiente de Poisson Homogenizado do CRFA

w : Abertura de Fissura

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	25
2 MÉTODO DE PESQUISA	28
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	28
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO.....	28
2.2.1 Objetivo principal	28
2.2.2 Objetivo secundário	28
2.3 DELIMITAÇÃO.....	29
2.4 LIMITAÇÕES.....	29
2.5 DELINEAMENTO DA PESQUISA.....	30
3 PISOS INDUSTRIAIS	31
3.1 SOLOS E A SUA INFLUÊNCIA.....	32
3.2 SUB-BASES.....	33
3.3 ESFORÇOS EM PISOS.....	34
3.3.1 Carregamentos Internos	35
3.3.2 Carregamentos Externos	35
3.4 REQUISITOS PARA DIMENSIONAMENTO.....	37
3.5 TECNOLOGIA DO CONCRETO PARA PISOS INDUSTRIAIS.....	39
4 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS (CRF)	43
4.1 TIPOS DE FIBRAS E UTILIZAÇÕES.....	43
4.2 FIBRAS DE AÇO.....	46
4.3 GEOMETRIA DAS FIBRAS.....	48
4.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS FIBRAS.....	52
4.4.1 Resistência das Fibras	52
4.4.2 Módulo de Elasticidade Longitudinal das Fibras	53
4.7 VOLUME DAS FIBRAS.....	54
4.8 DIREÇÃO DAS FIBRAS.....	56
4.3 MATRIZ DE CONCRETO.....	57
4.4 INTERFACE MATRIZ X FIBRAS.....	62
5 PROGRAMA EXPERIMENTAL	70
5.1 ESTRATÉGIA DE PESQUISA.....	70
5.2 MATERIAIS.....	72
5.2.1 Cimento	72

	24
5.2.2 Agregado Miúdo.....	72
5.2.3 Agregado Graúdo.....	73
5.2.4 Fibras.....	74
5.2.5 Aditivo.....	75
5.3 DOSAGEM DO TRAÇO DA PESQUISA.....	76
5.4 PREPARAÇÃO DOS CPs.....	78
5.4.1 Ensaio de Abatimento de Tronco de Cone.....	79
5.4.2 Ensaio da Mesa de Graff.....	80
5.4.3 Moldagem cura e Preparação dos CPs para Ensaio.....	82
5.5 ENSAIOS MECÂNICOS.....	83
5.5.1 Ensaio de Compressão Axial Simples.....	83
5.5.2 Ensaio de Módulo de Elasticidade.....	85
5.5.3 Ensaio de Tração na Flexão em Vigas.....	85
5.5.3.1 Ensaio de Flexão a 4 Pontos.....	86
5.5.3.2 Ensaio de Flexão a 3 Pontos.....	91
6 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	96
6.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.....	96
6.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	104
6.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLEXÃO A QUATRO PONTOS.....	110
6.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLEXÃO A TRÊS PONTOS.....	133
7 DETERMINAÇÃO DA ENERGIA DE FRATURA.....	145
8 DIMENSIONAMENTO DE UM PISO.....	152
9 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS PARA TRABALHOS FUTUROS.....	162
9.1 CONCLUSÕES.....	162
9.2 ALTERNATIVAS PARA TRABALHOS FUTUROS.....	164
REFERÊNCIAS	165
APENDICE A –.....	175
APENDICE B –.....	181

1 INTRODUÇÃO

Existem diversos tipos de elementos estruturais, com diferentes comportamentos e funcionalidades. Entre eles, os pisos industriais, que assim como pavimentos de estradas, são elementos que merecem uma atenção especial, pois estão propícios a diversas adversidades, como fissuras, empenamento, esborcinamento e problemas com umidade. Diferentemente de lajes, pisos são apoiados em solos que contribuem para absorver e dissipar as solicitações impostas pelos diversos tipos de carregamentos. Estes detalhes fazem com que suas características sejam marcadamente diferentes se comparados com vigas, por exemplo. Em vista disto, estudos devem ser realizados para entender o mecanismo e oferecer formas de melhorar seu desempenho.

Para absorver estes diferentes carregamentos o piso é dividido em camadas: como o subleito (solos), a sub-base, e a camada de concreto. Cada uma dessas camadas pode ser disposta por diferentes materiais. O subleito, por exemplo, é composto pelos diversos tipos de solos que existem. A sub-base é caracterizada por ser uma camada de suporte para o piso, pode ser composta por brita graduada, por exemplo. Da mesma forma, a camada em concreto pode ser composta por diferentes materiais, como: concreto simples, concreto armado, concreto protendido ou concreto com fibras de aço, que é o foco principal desta pesquisa.

Os pisos industriais podem receber carregamentos estáticos e dinâmicos, que vão produzir solicitações nos pisos. *Pallets* e silos (recipientes de estocagem) podem ser caracterizados como carregamentos estáticos que empilhados abrangem uma grande área de influência, seus pequenos apoios podem gerar grandes cargas concentradas. Enquanto que empilhadeiras, transpaleteiras e caminhões, caracterizam carregamentos dinâmicos. Esforços internos como os diversos tipos de retrações também geram tensões no piso. No dimensionamento deve-se levar em consideração a situação mais adversa, ou uma combinação de ações que pode levar às piores condições, que pode inclusive levar ao aparecimento de manifestações patológicas.

A tecnologia de inserção de fibras em concreto já está presente a um bom tempo na indústria da construção, no entanto, estudos para o aperfeiçoamento e dimensionamento de estruturas com fibras são importantes e relevantes. A adição de fibras ao concreto altera suas características mecânicas, como o aumento de tenacidade, resistência à tração e capacidade de absorver impactos, além de alterar suas condições plásticas como a redução da

trabalhabilidade. Estas mudanças afetam o comportamento final do mecanismo que está sendo estudado. Existem diversos tipos de fibras que podem ser utilizadas, cada uma com propriedades diferentes.

Para a utilização de fibras em pisos, deve ocorrer uma simbiose entre a matriz e as fibras, desta forma, alguns cuidados devem ser tomados para que esta combinação tenha um desempenho final satisfatório. Foram pesquisadas as principais características das fibras, como a interação entre a fibra e matriz, a resistência mecânica, o módulo de elasticidade, o teor, a geometria, e a maneira como elas afetam o desempenho final do concreto reforçado com fibras (CRF). As fibras metálicas irão proporcionar um melhor desempenho final nos pisos industriais com cargas pesadas. Nesta pesquisa foram escolhidos dois tipos de fibras de aço com ancoragens para estudo, que são específicas para pisos pesados.

O concreto utilizado para pisos industriais deve ter determinadas especificações em relação à resistência mecânica, o teor de argamassa, proporção de materiais e traço escolhido, e ao mesmo tempo deve ter condições para a inserção de fibras. Fenômenos como retração e o desempenho ao processo abrasivo vão depender dos materiais escolhidos. Desta forma, foram pesquisados na literatura diversos traços que foram utilizados em pesquisas com fibras. Dentre eles foram escolhidos quatro traços que apresentavam condições para a utilização em pisos industriais. Os traços foram concretados e verificadas suas propriedades no estado fresco e no estado endurecido, foram então realizadas comparações de resultados procurando a melhor performance. Com estes resultados foi escolhido o traço que serviria de base para a análise do Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA).

Com intuito de melhorar a compreensão do comportamento do CRFA e, visando minimizar as deficiências do comportamento quase-frágil do concreto, foram realizados alguns ensaios mecânicos, para verificar as alterações nas propriedades físicas promovidas pelas fibras, entre eles ensaios de compressão axial, ensaios de módulo de elasticidade, ensaios de flexão a três pontos e ensaios de flexão a quatro pontos.

Entender como se propagam as fissuras em estruturas de concreto é de suma importância para o aperfeiçoamento de técnicas e projetos, assim como entender as mudanças no comportamento do CRFA para se obter resultados mais confiáveis em estruturas. Com os resultados dos ensaios pode-se verificar a variação de tenacidade em relação à mudança no teor de fibras, estudando como esta variação pode influenciar na obtenção da energia da

fratura e no dimensionamento de pisos. Pois sabe-se que existem métodos que utilizam a variação da tenacidade para escolha da espessura da placa. Além disso, pode-se comparar os dois fatores de forma (FF) que foram utilizados, observando as diferenças entre os desempenhos. Foram verificadas também as mudanças no módulo último de ruptura e os índices de tenacidade. A comparação dos resultados experimentais com os modelos prescritos por Normas e códigos, como o CEB-FIP, se faz importante para acurácia e justificativa de resultados.

Em ensaios de flexão pode-se verificar a evolução do comportamento do CRFA com o aumento do deslocamento prescrito imposto, verificando-se a capacidade resistiva do compósito, e devido a isto, escolheu-se pela realização de ensaios de flexão neste estudo. Comparar os resultados de corpos de prova (CPs) cilíndricos convencionais e CPs extraídos de blocos é importante para verificação do alinhamento das fibras e o efeito de borda. Foi verificada a energia da fratura do CRFA comparando duas metodologias distintas e suas dispersões de resultados, este parâmetro poderá colaborar para pesquisas futuras que busquem a análise numérica de estruturas com CRFA. A última etapa desta pesquisa foi o dimensionamento de um piso utilizando as propriedades estudadas.

Assim, buscou-se estudar os parâmetros necessários para o entendimento e o aperfeiçoamento de CRFA destinados à utilização em pisos industriais. Foram escolhidos ensaios e modelos que pudessem caracterizar de forma eficiente o comportamento do CRFA utilizado em obras. Os resultados foram avaliados de acordo com critérios estatísticos para verificação de discrepâncias. Espera-se que esta pesquisa possa colaborar com estudos da inserção de fibras para utilização em pisos industriais com cargas pesadas.

2 MÉTODO DE PESQUISA

A seguir será apresentado o método de pesquisa utilizado neste trabalho.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: como a adição de fibras de aço pode alterar as propriedades do concreto, utilizado em pisos industriais, visando minimizar suas deficiências de comportamento como material quase-frágil.

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos desta pesquisa serão apresentados a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a verificação das características mecânicas de CRFA com três teores diferentes de fibras inseridas sobre um volume total de concreto, por meio de ensaios mecânicos (tração na flexão, compressão e módulo de elasticidade), para utilização em pisos industriais.

2.2.2 Objetivos secundários

Podem-se destacar os seguintes objetivos secundários:

- Comparar o comportamento dos dois fatores de forma (FF) das fibras utilizadas que possuem o mesmo comprimento;
- Verificar qual variável utilizada na pesquisa, variação do teor de fibras ou variação no FF, apresenta maior influência no desempenho final do CRFA;
- Verificar a influência do alinhamento das fibras em CPs moldados cilíndricos convencionais e CPs extraídos de blocos, no desempenho final do CRFA.

- Comparação dos resultados de flexão 3 pontos e flexão 4 pontos.

2.3 DELIMITAÇÃO

Este estudo delimita-se a pesquisar o comportamento de concretos com $f_{ck}=40$ MPa, com um traço de 1: 2,5: 3,1 com uma relação a/c 0,55, abatimento (*slump*) de 130 mm \pm 20 mm, com um teor de argamassa de 53% e com adição de fibras de aço com teores 0,25%; 0,35% e 0,60% sobre o volume total de concreto.

2.4. LIMITAÇÕES

Uma limitação da pesquisa diz respeito ao tipo de prensa que foi utilizado, pois para a melhor acurácia de resultados devem-se utilizar prensas com o sistema fechado *closed-loop*. Nesta pesquisa foi utilizada uma prensa da Shimadzu com um sistema aberto *open-loop*. Outra limitação refere-se à velocidade de carregamento utilizada nos ensaios de flexão em vigas, as normas correntes sugerem velocidades mais baixas principalmente nos primeiros instantes de ensaios devido a instabilidades. Assim foi utilizada uma velocidade padrão de 0,5 mm/min (deslocamento prescrito), que em algumas metodologias está acima dos valores sugeridos.

Limitou-se no estudo preliminar a escolha de apenas quatro traços, obtidos através de consulta na bibliografia, para a realização da dosagem do concreto.

O estudo limita-se apenas a realização de ensaios de compressão, módulo de elasticidade, flexão em três e em quatro pontos. Os ensaios de compressão e módulo de elasticidade foram realizados na idade de 36 dias, pois na idade de 28 dias foram realizados os ensaios de flexão.

As fibras utilizadas nesta pesquisa apresentavam dois FF distintos, fator de forma 65 e fator de forma 80, com mesmo comprimento de 60 mm. Estes FF são os mais utilizados em concretagens de pisos industriais.

Foram utilizados 3 teores de fibras 0,25%; 0,35% e 0,60%, que abrangem a gama de teores mais utilizados em pisos.

2.5 DELINEAMENTOS DA PESQUISA

Esta pesquisa está dividida em 9 capítulos para apresentação de todas as etapas relevantes de estudo. No capítulo 1 está apresentada a introdução no trabalho, na qual estão expostos o tema de pisos e a apresentação da tecnologia das fibras. O capítulo 2 apresenta a questão da pesquisa, e objetivos, assim como limitações e delineamento da pesquisa. O capítulo 3 destina-se a uma explicação sobre os pisos industriais, principalmente os pisos reforçados com fibras de aço, que é o enfoque principal desta pesquisa, observando suas características e comportamento. Já o capítulo 4 refere-se ao debate sobre concreto reforçado com fibras (CRF), apresentando todas as características e aspectos importantes e relevantes para a inserção de fibras no concreto. O capítulo 5 apresenta o programa experimental com as variáveis e ensaios que foram estudadas nesta pesquisa. No capítulo 6 pode-se conferir os resultados dos experimentos, assim como análises estatísticas. No capítulo 7 apresenta-se a determinação da energia da fratura do CRFA, e exposição dos resultados obtidos. No capítulo 8 foi dimensionado um piso com as propriedades obtidas experimentalmente. Por último e finalizando a pesquisa, estão apresentadas as conclusões desta pesquisa, assim como sugestões para a continuação dos estudos.

Na Figura 1, estão apresentadas as etapas da pesquisa em um fluxograma, o qual pode-se visualizar todas as fases necessárias para o desenvolvimento do estudo.

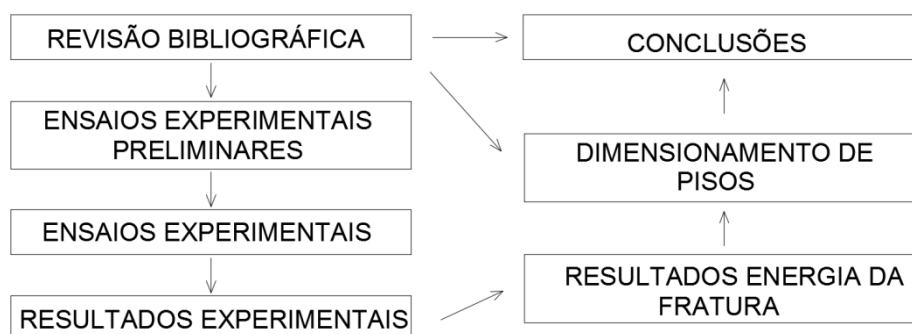


Figura 1: Etapas da pesquisa de mestrado.

3 PISOS INDUSTRIAIS

Uma estrutura ou um sistema estrutural é compreendido por diversos elementos, com funcionamento e comportamento distintos. Existem elementos onde uma dimensão é maior do que as demais e, conforme a solicitação que estão submetidos, podem ser classificados como vigas ou pilares.

Existem ainda outros elementos como lajes, os quais têm duas dimensões relevantes em relação à terceira, com isso aumentando a rigidez se comparados com vigas. As cargas atuam no sentido ortogonal em relação ao plano médio. Devido a esta geometria, o comportamento das lajes difere daquele verificado ou observado nas vigas e, por este motivo, as lajes são analisadas como placas, elementos planos. Placas podem ser modeladas por diversas teorias, sendo que os preceitos mais utilizados são os de Kirchoff e o de Reissner-Mindlin, onde o segundo considera o efeito de cisalhamento na análise da flexão (AWRUCH; MORSCH, 2009; HIBBELER, 2009).

Neste contexto, quando se pensa em um piso, pode-se caracterizá-lo como uma placa, porém com algumas alterações. Diferentemente de uma laje, um piso ou pavimento é um elemento de concreto apoiado em diferentes tipos de solos, que contribuem de forma definitiva para a transmissão e para a absorção de esforços oriundos de distintos tipos de carregamento (AWRUCH; MORSCH, 2009; HIBBELER, 2009).

Para suportar os esforços oriundos dos carregamentos, além do piso de concreto, existem outras camadas que trabalham em conjunto para absorver os esforços e transmiti-los ao solo (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007). Tem-se a camada de concreto, que pode ser armada, com fibras ou com outras técnicas, seguida por uma lona plástica, usada para a redução de atrito entre o piso e sub-base. A sub-base pode ser composta por diversos materiais, sendo que abaixo da sub-base encontram-se os diferentes tipos de solos que promovem a homogeneidade do assentamento da placa, e absorverão as tensões provenientes das outras camadas, ver Figura 2.

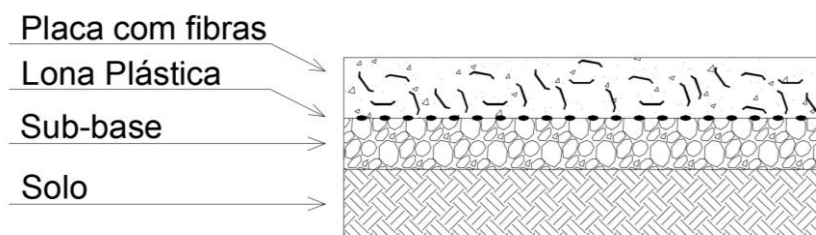


Figura 2: Piso industrial de concreto reforçado com fibras (adaptado de RODRIGUES et al., 2006).

3.1 SOLOS E A SUA INFLUÊNCIA

Neste capítulo irão ser tratados alguns assuntos resumidamente sobre o comportamento dos solos, devido ao fato que o mecanismo de funcionamento do solo é complexo, pois além de depender de diversos fatores, cada tipo de solo se comporta de forma diferente e tem uma determinada capacidade de suporte ou tensão admissível – capacidade esta, da qual depende-se para dimensionar a placa de concreto, e que vai influenciar diretamente nas dissipações de tensões. Cabe salientar que os solos devem promover apoios uniformes para as placas de concreto (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007; RODRIGUES, 2010).

Alguns parâmetros dos solos são importantes como: a granulometria, a composição mineralógica e os limites de Atterberg¹. A granulometria é que vai definir se um solo tem o comportamento arenoso, siltoso ou argiloso. Solos arenosos em geral têm suas propriedades mecânicas relacionadas ao ângulo de atrito interno, enquanto que nos solos argilosos as características dependem da coesão (CRAIG, 2007; PINTO, 2006).

A composição mineralógica e os limites de Atterberg são mais importantes para os solos com porções mais finas como siltes e argilas, onde a presença de água tem grande relevância. Dentre os solos alguns cuidados especiais devem sempre ser tomados com aqueles expansivos e com camadas espessas de argila mole. Pisos industriais tem uma característica especial, pois os solos utilizados apresentam diversos materiais como sobras de construção, o que dificulta prever o comportamento final. Entender estes processos contribui para um bom desempenho final do piso, assim como a diminuição de manifestações patológicas e uma melhor otimização de sua utilização (CRAIG, 2007; DNIT, 2006; PINTO, 2006; RODRIGUES, 2010).

¹ Limite de Atterberg: são limites utilizados para verificar a consistência do solo, podem ser verificados o limite

O carregamento sobre a placa provoca deformações e deslocamentos no solo que dependem do coeficiente de recalque dos solos k . Com unidades de tensão em MPa/mm ou N/mm²/mm, o k é um parâmetro utilizado para se medir indiretamente a resistência dos solos - quanto maior o valor de k , menor será o recalque do solo subsequentemente. Em análises numéricas, a ação do solo sobre a placa pode ser representada como um conjunto de molas, sendo k a constante elástica da mola. O coeficiente k pode ser determinado por ensaios diretos como o ensaio de placa (provas estáticas) ou indiretamente através do CBR² (Índice de Suporte Califórnia) e varia com umidade e densidade do solo. Os índices físicos também afetam o comportamento mecânico dos solos, pois quanto mais parâmetros dos solos se puder ter, obtendo suas propriedades intrínsecas, (peneiramento, sedimentação, limites de Atterberg), melhor será o dimensionamento (RODRIGUES, et al. 2006; RODRIGUES 2010; RODRIGUES; PITTA, 2014).

Como a placa de concreto recebe tanto carregamentos estáticos como dinâmicos, as cargas estáticas, como *pallets* e silos, têm influência nos níveis mais profundos dos solos. De acordo com os conceitos de Boussinesq a tensão no solo em baixo do carregamento varia com o inverso do quadrado da profundidade. As cargas móveis geralmente atingem de 1,5 m a 3,0 m, compreendendo uma zona mais superficial (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007; RODRIGUES 2010).

A compactação sempre se mostra eficiente para melhorar as características do solo diminuindo a deformabilidade e aumentando a resistência do solo, além, de que ocorre redução do número de vazios e do recalque do solo. Existem alguns ensaios, como Proctor e o de Prova de Carga, que procuram reproduzir em laboratório o comportamento do solo compactado.

3.2 SUB-BASES

Sub-bases são muito importantes nas fundações do piso, pois têm a função de transmitir as tensões do pavimento para os solos, além de também agir uniformizando as características mecânicas e variações de volume do solo oriundas da sua grande heterogeneidade, de modo que o coeficiente de recalque tenda a se tornar constante - com menos variações. As sub-bases

² CBR: (*Califórnia Bearing Ratio*), Índice de Suporte Califórnia, no qual pode-se avaliar a capacidade de suporte do solo.

também têm a função de eliminar o efeito de bombeamento, que são causados pelo alto teor de finos plásticos em solos, cargas pesadas e excesso de águas. A sub-base também é utilizada para controlar solos expansivos, impedindo a ascensão de umidade e, em alguns casos, podem servir como drenagem (DNIT 2006; RODRIGUES et al. 2006; RODRIGUES 2010; RODRIGUES; PITTA, 2014).

No que tange à rigidez dos solos em relação a das placas de concreto, sabe-se que a primeira é bem menor, visto que concretos tem módulos de elasticidade na ordem de 35000 MPa e solos tem módulos resilientes na ordem de 50 MPa a 80 MPa. Assim, as sub-bases, que podem ter um módulo de elasticidade entre 200 MPa e 14000 MPa, são uma transição entre os módulos das placas de concreto e do solo, minimizando esta discrepância de rigidez. A sub-base atua elevando o coeficiente de recalque do solo (k). Existem tabelas onde se pode relacionar o CBR do terreno de fundação com o tipo de sub-bases (DNIT 2006; RODRIGUES et al. 2006; RODRIGUES 2010).

Existem alguns tipos de sub-bases que são mais utilizadas, entre elas estão as granulares e as melhoradas. As sub-bases granulares são executadas com britas de granulometria contínua para preenchimento dos vazios, cuja faixa de granulometria vai depender do tipo de permeabilidade da região e pode ser aberta ou fechada. Posteriormente é executada a compactação em camadas empregando uma energia intermediária ou modificada. As sub-bases melhoradas podem ser executadas com cimento ou outros aditivos, com adição de pozolanas, cal, cimento ou brita, uma das características desta solução é que seu preço é relativamente barato. O solo cimento é uma solução com um baixo teor de ligante e pode ser utilizado em qualquer solo. A brita graduada tratada com cimento (BGTC) constitui-se de brita de granulometria contínua com adição de 2% a 4% de cimento solução, com um f_{ck} entre 3,5 MPa a 5 MPa aos 7 dias. A brita é compactada de forma semelhante à brita graduada e neste tipo de solução a placa trabalha em conjunto com a sub-base. No concreto compactado com rolo (CCR) o consumo de cimento é bem mais elevado que a brita graduada variando de 80 kg/m³ à 120 kg/m³, sendo que a sub-base é executada com auxílio de rolos de vibração lisos. A composição granulométrica também não precisa ser tão rigorosa e as propriedades do cimento influem de forma determinante se comparado com as propriedades dos agregados utilizados (RODRIGUES et al. 2006; RODRIGUES 2010).

3.3 ESFORÇOS EM PISOS

As solicitações que acometem a placa podem ter causas internas e externas. A variação volumétrica, a variação no gradiente de temperatura e de retração são, por exemplo, causadores dos esforços internos. Os esforços devido aos carregamentos externos podem ser classificados como estáticos ou dinâmicos. Carregamentos distribuídos e cargas pontuais são caracterizados como cargas estáticas, enquanto empilhadeiras e caminhões podem ser catalogados como cargas dinâmicas. No dimensionamento, em muitos casos, deve-se considerar a simultaneidade destes esforços na placa, de modo que seja muito importante conhecer os carregamentos que ocorrem em pisos para uma correta avaliação no dimensionamento (CARVALHO; PITTA, 1996; CHODOUNSKY; VIECILI, 2007; OLIVEIRA, 2000; RODRIGUES et al. 2006).

3.3.1 Carregamentos Internos

Existem esforços que podem surgir nas placas devido à variação volumétrica do concreto e em decorrência dos efeitos térmicos. Essas variações podem gerar esforços entre a placa e o solo devido ao atrito, cujo coeficiente pode variar de acordo com esta interface. O uso de filme de polipropileno, entre a placa e a sub-base, por exemplo, pode reduzir o atrito (RODRIGUES et al. 2006; RODRIGUES 2010).

Outros esforços que podem surgir são as tensões de empenamento, devido a variações de temperatura entre o topo e a base da placa. A retração hidráulica também pode ser uma forma de aparecimento destas manifestações patológicas, pois a região superior perde água de forma mais rápida que a região inferior, retraindo assim de forma mais brusca. Em placas mais espessas a tensão de empenamento é maior. Os cálculos das tensões de empenamentos são embasados nos conceitos de Westergaard (MEHTA; MONTEIRO, 2014; RODRIGUES 2010).

3.3.2 Carregamentos Externos

Carregamentos externos são as causas das grandes solicitações nos pavimentos industriais e podem ser observados de várias formas como: cargas distribuídas, cargas concentradas e cargas móveis (OLIVEIRA 2000; RODRIGUES 2010).

As cargas distribuídas são consequências de *pallets* empilhados e distribuídos por toda a área da placa e dependendo da mercadoria estocada pode ter de 100 kN/m² a 200 kN/m², porém nem toda a placa é carregada. Existem áreas totalmente descarregadas que servem de corredores para as empilhadeiras, esta situação faz com que os momentos fletores máximos críticos ocorram na fibra superior da placa. Na análise de cargas distribuídas elevadas no pavimento devem-se observar os recalques e avaliar a pressão admissível nas fundações, bem como as fissuras na região superior da placa. O suporte para este tipo de carregamento está relacionado de forma direta com a capacidade estrutural da camada inicial de solo, pois as cargas não atingem as cotas mais profundas (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007; OLIVEIRA, 2000; RODRIGUES 2010; TECHNICAL REPORT 34, 2003).

As cargas concentradas são resultado dos pequenos apoios dos *pallets* e dos montantes de prateleiras, estes elementos podem ter cargas de grandes alturas entre 8 m e 10 m, variando entre 60 kN e 100 kN, sendo que há *pallets* com mais de 25 m de altura atingindo cargas de 200 kN. Portanto, neste tipo de carregamento a área de contato é importante. As cargas concentradas têm grande influência na sua área de aplicação e, devido a isto, os esforços mais críticos ocorrem na região do ponto de aplicação na placa podendo gerar esforços de punção. Apoios muito próximos devem ser levados em consideração na sobreposição de efeitos e na consideração no dimensionamento da placa (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007; OLIVEIRA 2000; RODRIGUES 2010; TECHNICAL REPORT 34, 2003).

Os carregamentos móveis são cargas consideradas dinâmicas e são decorrentes de caminhões e empilhadeiras que trafegam sobre a placa (cabe salientar que são cargas transientes). Estes esforços são oriundos de alguns fatores como: a posição em que está o carregamento na placa, o número de repetições que ocorre e a velocidade dos veículos. Considerando que empilhadeiras ou caminhões podem transitar sobre as placas, este tipo de carga pode romper o pavimento por fadiga. Veículos especiais como empilhadeiras podem ter rodas pneumáticas ou rodas maciças. No dimensionamento da placa para a utilização de empilhadeiras pneumáticas leva-se em consideração a pressão de contato dos pneus, enquanto nas empilhadeiras com rodas maciças leva-se em consideração a área de contato das rodas, sabendo que rodas maciças podem prejudicar as juntas e tem maiores efeitos na abrasão. Quanto à pressão de enchimento, esta varia entre 0,7 MPa a 0,84 MPa para rodas pneumáticas e pode chegar até 15 MPa para as empilhadeiras com rodagem maciça. O dimensionamento deve ser sempre para a carga no eixo mais carregado (no caso das empilhadeiras o eixo

dianteiro). O caso de caminhões que podem ter eixos simples, duplos ou duplo-tandem, o DNIT regulamenta limites máximos por eixos, e também a distância entre as rodas influencia no desempenho do piso (CARVALHO; PITTA, 1996; CHODOUNSKY; VIECILI, 2007; DNIT, 2006; OLIVEIRA, 2000; RODRIGUES, 2010).

3.4 REQUISITOS PARA DIMENSIONAMENTO

Existem diversos métodos de dimensionamento das placas e dependendo de como é a estrutura do piso, estes métodos são desenvolvidos de forma que as tensões sejam absorvidas pelo concreto, armaduras, protensão ou fibras. Esta análise pode ser realizada de forma numérica, na qual a rigidez do solo é aproximada por um comportamento de uma mola ou de forma analítica na qual o solo é tratado como se fosse um líquido denso. Considera-se no dimensionamento de um piso, de forma analítica, uma placa apoiada em um meio com um módulo resiliente, composto por um líquido denso (fundação Winkleriana). Quando se dimensiona a placa existem algumas regiões que são mais problemáticas e devem ser avaliadas com cuidado, que são as bordas, cantos e região central. Desta forma, colocam-se as cargas nestas posições, Figura 3, e observa-se o comportamento da placa (DNIT, 2006; RODRIGUES; PITTA, 2014).

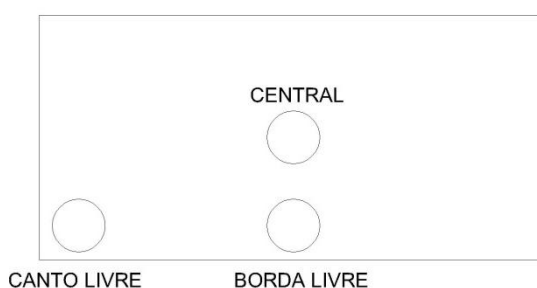


Figura 3: Piores situações de carregamento na placa (adaptado de RODRIGUES 2010).

Para o dimensionamento dos pavimentos precisa-se estimar o raio de rigidez relativa da placa de concreto, que é uma grandeza que depende, além das propriedades geométricas do elemento, também do coeficiente de recalque do solo (k), o qual pode ser obtido utilizando-se a equação 01. Adicionalmente, também deve-se calcular a área de contato, e suas dimensões como comprimento e largura (BALBO, 2003; OLIVEIRA, 2000; RODRIGUES; PITTA, 2014).

$$l = \left(\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k} \right)^{0,25} \quad (\text{equação 01})$$

Na equação 01 têm-se l como o raio de rigidez em (mm), E como módulo de elasticidade do material em (MPa), h que é a altura da placa em (mm), ν que é o coeficiente de Poisson e k = coeficiente de recalque do solo (N/mm²/mm).

Westergaard iniciou em 1927 as formulações para dimensionamento de pavimentos analiticamente fortalecendo os conceitos de fundações em líquidos densos. A partir das suas equações podem-se estimar as tensões e as deflexões geradas nas regiões centrais, bordas e cantos. Apesar de uma das limitações de sua teoria ser na análise imediata das tensões nas fundações, seu modelo se embasa no limite elástico do material, controlando a abertura de fissuras. Mais tarde, embasado nestas equações de Westergaard, Pickett e Ray, em 1951, construíram cartas de influência que são um conjunto de ábacos que permitem a obtenção dos momentos fletores e deflexões obtidas com o carregamento (BALBO, 2003; CARVALHO; PITTA, 1996; RODRIGUES 2006; RODRIGUES 2010).

No dimensionamento da placa de concreto com fibras (CRF), leva-se em consideração um aumento da tenacidade no compósito, pois as fibras agem de forma que quando o limite de ruptura do concreto é ultrapassado elas passam a absorver este excesso de energia. Neste processo, à medida que ocorre uma plastificação do momento positivo, ou dissipação deste momento, o momento negativo passa, em contrapartida, a aumentar. Devido a este fator a capacidade da placa vai ser a soma destes dois momentos, obtidos pelas equações 02. Este é um modelo proposto por ACI 360 R-10 (2006) (ACI 360R-10, 2006; RODRIGUES 2010).

$$M_{res} = \left(1 + \frac{R_{e,3}}{100} \right) \left(\frac{f_{ctk} b h^2}{6} \right) \quad (\text{equação 02})$$

Nas equações 1 e 2 acima têm-se $R_{e,3}$ como índice de tenacidade do concreto (%), f_{ctk} como resistência à tração do concreto, b como base unitária (m) e h (mm) que é a espessura da placa.

3.5 TECNOLOGIA DO CONCRETO PARA PISOS INDUSTRIAIS

Em todos os tipos de obra de engenharia existem determinados tipos de traços e composições do concreto que devem ser seguidos dependendo do tipo de obra que está sendo executada. No caso de pisos industriais, devido a sua geometria, algumas recomendações são importantes para um bom desempenho do quesito estrutural.

Uma das principais manifestações patológicas que acometem a placa são as fissuras causadas pela retração e problemas com a abrasão. Desta forma, na escolha do tipo de concreto devem-se evitar traços e materiais que propiciem a ocorrência destes fenômenos, dado que muitas vezes não se tem o cuidado devido com o projeto e a execução das camadas do piso. Idealmente, o projetista deveria entender o seu funcionamento e, desta forma, tentar minimizar os problemas. Existem condições do concreto no estado fresco que devem ser obedecidas para que este possa transpor os obstáculos e hidratar de forma eficiente - a trabalhabilidade no estado fresco tem vital importância neste processo. Algumas condições para o estado endurecido também são importantes, como a resistência à compressão e resistência à tração, que vão influenciar na sua resistência à abrasão e na forma como ocorre a propagação de fissuras. Sendo que todas estas condições ainda devem atender aos requisitos da inserção de fibras no concreto, por isso a utilização desta técnica exige um estudo do seu funcionamento. Na escolha do tipo de concreto também se deve observar o tipo de material existente na região e tentar adequar o traço às condições existentes locais. Naturalmente, a qualidade do pavimento também está associada à mão de obra, que tem vital importância na execução do mesmo (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007; RODRIGUES, 2006; RODRIGUES 2010; TÉCHNE EDIÇÃO 163, 2010).

A resistência de um pavimento industrial depende do tipo de carregamento a que ele será submetido e algumas especificações podem ser seguidas de acordo com o ACI 302.1R-04 (2004) que estabelece seus critérios em função da resistência ao desgaste. Para pavimentos classe 4, 5 e 6, que são placas com cargas pesadas, a resistência à compressão deve ser acima de 24 MPa, já para pavimentos classe 8 e 9 recomenda-se que tal resistência seja superior a 28 MPa. A norma inglesa BS 8204 (1999) recomenda para um tráfego moderado, que a resistência seja acima de 30 MPa e para um tráfego médio com alta abrasão uma resistência acima de 40 MPa.

Na análise das características utilizadas para placas alguns cuidados devem ser tomados, por exemplo, uma resistência à compressão muito elevada pode conduzir o elemento estrutural a problemas, devido ao fato, que a resistência à compressão influencia no módulo de elasticidade, fazendo assim com que o elemento se torne mais rígido e tenha uma menor capacidade de deformação – de modo que as dissipações de tensões, que são provenientes das retrações e das deformações térmicas, não ocorram de forma eficiente. Ao mesmo tempo uma resistência mais elevada contribui para aumentar a resistência à abrasão. Portanto, a escolha da resistência está relacionada diretamente com o grau de abrasão que sofrerá o piso durante a vida útil (RODRIGUES, 2006; VIECILI, 2004; RODRIGUES 2010).

A escolha do tipo de cimento é importante, pois pisos têm uma grande tendência a apresentar fenômenos de retração. O cimento CPIV é um cimento que tem uma adição de material pozolânico na sua composição e, portanto, ele tem uma quantidade menor de clínquer, o que reduz o calor de hidratação. Os cimentos CPIV devem ter teores de clínquer e sulfato de cálcio entre 45-85 %, e teores de material pozolânico entre 15-50 %, em massa. Já os cimentos CPV devem ter teores de clínquer mais sulfatos de cálcio entre 95-100 % e material carbonático entre 0 -5% em massa. Uma vez considerando que a quantidade de clínquer é maior nos cimentos CPV do que nos cimentos CPIV eles apresentam maior calor de hidratação (MEHTA, MONTEIRO, 2014; NBR 5736, 1999; NBR 5737, 1992 b; BOLETIM TÉCNICO 106, 2002).

Outro parâmetro importante a ser observado é o teor de argamassa. Esta propriedade vai influenciar diretamente a interação entre pasta-agregado, e também na mobilidade da mistura. O teor de argamassa deve estar dentro dos parâmetros adequados para que ocorra uma boa trabalhabilidade no estado fresco e, desta forma, o rendimento final seja satisfatório. O acabamento final é influenciado diretamente pelo teor de argamassa e dos materiais finos. A quantidade de argamassa deve ser o suficiente para que os agregados graúdos fiquem bem cobertos. Os teores de argamassa para pisos industriais devem estar entre 48% e 54% (MASIERO, 2008; POLISSENI, 2008; RODRIGUES 2010).

A consistência no estado fresco é essencial para que o concreto possa ultrapassar os obstáculos. É ideal que o concreto tenha uma boa trabalhabilidade e coesão, além disso, deve-se evitar a segregação dos materiais. Esses pequenos detalhes podem fazer grande diferença no lançamento, adensamento e nivelamento do piso. O somatório destes fatores terá influência

direta no desempenho final de acabamento do piso. A trabalhabilidade está relacionada diretamente com o abatimento. Abatimentos muito baixos são muito desgastantes de serem executados, podendo ter a formação de falhas de concretagens também conhecidas como “bicheiras”, e em pisos com um abatimento muito alto podem levar a ocorrência de exsudação e por consequência segregação. Deve-se buscar um equilíbrio e em relação ao *slump* é recomendável que se tenha um abatimento em torno de $100 \text{ mm} \pm 20 \text{ mm}$ (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007; RODRIGUES 2010).

O consumo de cimento está relacionado à resistência à compressão, sendo que com o aumento de um normalmente ocorre o aumento do outro, porém este aumento também influencia no aumento da retração, da exsudação e da segregação. Em relação ao consumo de cimento a norma inglesa BS 8204 (1999), sugere um consumo mínimo de 325 kg/m^3 .

A relação água-cimento tem influência tanto na resistência à compressão como em outros fenômenos como: a exsudação, a fluidez, o aumento da porosidade superficial e diminuição da resistência à abrasão, tendo em vista que relação entre as resistências à compressão e tração na flexão é inversamente proporcionais à relação a/c, obedecendo à curva de Abrams³. Segundo Masiero (2008) a fluidez do concreto antes da inserção das fibras deve ser maior que a fluidez após a inserção, pois quando houver o acréscimo das fibras haverá uma redução na trabalhabilidade. A Concrete Society (2003) recomenda uma relação a/c não maior que 0,55. Já Polisseni (2008), Quinta (2006), Técnica 163 (2010) e Masiero (2008) recomendam que a relação a/c tenha um valor máximo de 0,5.

Os agregados podem influenciar no módulo de elasticidade do concreto. É importante também observar que o módulo de elasticidade do agregado influencia também na retração do concreto, em vista desta importância algumas propriedades dos agregados devem ser controladas. O módulo de finura do agregado miúdo, por exemplo, se recomenda estar entre os valores de 2,3 e 3,1. Outra recomendação, porém em relação ao agregado graúdo, é que sua dimensão não seja superior a 32 mm. Existem indicações que para um agregado de dimensão máxima de 25 mm, o consumo de cimento deve ser entre 310 kg/m^3 e 360 kg/m^3 . Os agregados devem ter condições para que o concreto apresente uma boa trabalhabilidade, neste caso a granulometria deve ser contínua. Para evitar problemas com a compatibilidade é importante que a dimensão máxima do agregado graúdo não seja maior que 1/3 da espessura

³ Curva de Abrams é uma lei que relaciona a relação a/c e o f_{ck} , através de uma curva não linear.

da placa do piso (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007; POLISSENI, 2008; RODRIGUES et al., 2006; RODRIGUES 2010; PCA; 2001).

O concreto reforçado com fibras é útil em vários tipos de elementos estruturais e a quantidade de fibras a ser incrementada deve ser feita com certo cuidado para se obter o melhor resultado com menor custo, assim otimizando a relação entre a diminuição da trabalhabilidade e o acréscimo de outras características como o aumento no mecanismo de absorção de energia (GUIMARÃES et al., 2000). Existem vários estudos sobre os teores que devem ser incrementados para pavimentos industriais, como os de Higa et al. (2007) e Senefonte (2007). Rodrigues (2010) sugere que os teores devem estar abaixo de 0,5% em volume. As fibras de aço são mais indicadas por terem um módulo de elasticidade maior que as sintéticas, como o polipropileno (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007). Figueiredo (2000) salienta que como a resistência de pisos industriais para cargas industriais tem que ser mais elevada, fibras com baixo módulo acabam não tendo um desempenho tão eficiente salvo nas idades iniciais, o que pode ser resolvido com cuidados na cura. As recomendações da Belgo Bekaert (2013) para pisos com cargas pesadas é a utilização de fibras com um fator de forma de 65 ou 80, por serem mais robustas.

As fibras com ancoragens tem um desempenho melhor que as fibras lisas, pois a energia gasta para o arrancamento é maior que a energia gasta na ruptura. Cabe salientar que fibras com uma ancoragem excessiva e fibras sem ancoragem tem um mesmo efeito não benéfico: uma fibra com excesso de ancoragem irá romper com fragilidade, ao invés de ser arrancada, e isso acarretará na diminuição da tenacidade do compósito. Recomenda-se que a fibra tenha de comprimento no máximo 2 vezes o diâmetro do agregado graúdo (FIGUEIREDO, 2000; RODRIGUES, 2010).

Para a utilização de fibras no concreto deve-se utilizar um traço que seja adequado e que proporcione às fibras uma boa distribuição dentro da matriz fazendo com que as tensões sejam transferidas da forma mais eficaz na interface fibra-matriz. Assim, após toda contextualização e revisão bibliográfica consegue-se estimar os melhores parâmetros para continuação das fases experimentais da dissertação.

4 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS (CRF)

Materiais cimentícios, como o concreto, têm uma baixa capacidade de suportar esforços de tração pura e tração na flexão, porém uma forma de mitigar esta deficiência é a inserção de armaduras, que são elementos contínuos capacitados a absorver esforços locais que a matriz não é capaz de absorver (BENTUR E MINDESS, 2007; FIGUEIREDO, 2000). Existem alternativas para melhorar o desempenho da matriz, como o caso da adição de fibras, que são elementos descontínuos dispersos aleatoriamente na matriz agindo de forma eficaz para controlar fissuras e melhorar a tenacidade do compósito. Cabe salientar que as fibras e as armaduras têm diferentes finalidades, podendo até coexistir em alguns casos. Quando se tem esforços concentrados, as fibras não tem grande funcionalidade, devido a sua disposição aleatória dentro da matriz, diferentemente das armaduras (ACI 544.1 R-96, 2002; FIGUEIREDO, 2011a; MONTROYA, 2009).

A inserção de fibras no concreto melhora algumas de suas propriedades mecânicas, como a ductilidade e a sua tenacidade⁴, que é a capacidade do compósito absorver energia, e pode ser configurada como a área total no diagrama tensão x deformação expressa em (Nmm/mm³) (ACI 544.1 R-96, 2002). O desempenho final do compósito (CRF) depende de uma combinação das propriedades da matriz (como o módulo de elasticidade e a resistência à compressão axial), com as propriedades da fibra, (como o volume, o módulo de elasticidade, a geometria, a disposição e a distribuição) (HIBBELER, 2009; NAAMAN, 2007; TECNOFIX, 2014). Assim os tipos de fibras empregadas em matrizes cimentícias, e os parâmetros que lhe são relevantes no comportamento do CRF serão expostos e discutidos a seguir.

4.1 TIPOS DE FIBRAS E UTILIZAÇÕES

De acordo com Bentur e Mindess (2007) as fibras são elementos caracterizados por terem uma de suas dimensões muito maior que as outras duas. A inserção delas tem a finalidade de potencializar o comportamento do compósito fazendo com que ocorram mudanças na energia de propagação das trincas. Pode-se dizer desta forma que materiais compósitos são a combinação das propriedades de diferentes elementos resultando em um material com um desempenho superior, quando comparado à performance de cada elemento agindo

⁴ Este termo é bastante empregado quando materiais são reforçados com algum outro elemento e apresentam alterações no regime elástico e plástico.

isoladamente. A matriz envolve e protege as fibras, que por sua vez são inseridas para cumprir as funções de reforços primários e secundários. No primeiro caso retardando a propagação da primeira fissura e no segundo caso como reforço pós-ruptura (ACI 544.1 R-96, 2002; FIGUEIREDO 2011).

Com a adição das fibras as características da matriz cimentícia são melhoradas, fazendo com que o gasto energético de nucleação e de abertura de fissuras, que por natureza é bem pequeno, seja alterado. Desta forma, há aumento da energia de fratura do compósito, pois as fibras atuam como pontes de transferência de tensões, o que gera uma redução da velocidade de propagação das fendas e um acréscimo na capacidade de deformações até a ruptura final. (ACI 544.1 R-96, 2002; BEBER, 2003). Ocorre, também, a transformação do compósito em um material pseudo-dúctil. Todavia, não existem somente vantagens na inserção de fibras, pois a trabalhabilidade da mistura no estado fresco é reduzida (BENTUR E MINDESS, 2007, FIGUEIREDO, ABOU MOURAD, CARVALHO; 2000).

Os benefícios comentados ocorrem em diferentes proporções, variando de acordo com os tipos de fibras existentes. Pode-se citar as mais conhecidas, como as de aço, vidro, carbono, polipropileno e as de vegetais (ACI 544.1 R-96, 2002; FIGUEIREDO, 2000). Conforme Bentur e Mindess (2007) e Figueiredo (2011b), as fibras podem ser caracterizadas pelo seu tamanho, em micro ou macro fibras. Fenômenos como a exsudação podem ser reduzidos com a utilização de microfibras de polipropileno. Existem fibras com altos e baixos módulos de elasticidade, com diferentes resistências à tração e diferentes massas específicas. Assim, com tamanha variedade de fibras, pode-se escolher aquela que melhor se adapte às necessidades específicas de um determinado projeto. Para efeito de comparação pode-se avaliar o quadro 01, que contém algumas características de algumas fibras.

Material	Massa Específica. (g/cm ³)	Módulo de Elasticidade. (GPa)	Resistência à Tração. (MPa)	Deformação na Ruptura. (%)
Matriz de Concreto	2,4	10-45	3,7	0,02
Aço	7,86	190-210	0,5-20	0,5-3,5
Polipropileno	0,9	5-7,7	0,5-0,75	8
Kevlar	1,45	5-133	3	2,1-4,0

Quadro 01: Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de fibra e matriz (BENTUR; MINDESS, 2007).

Por exemplo, as características dos compósitos de CRF dependem amplamente do tipo de fibra utilizada, as fibras metálicas têm grande capacidade de deformação e ductilidade, e também caracterizam-se por serem boas condutoras de corrente elétrica, devido à presença de

elétrons livres na sua estrutura. As fibras poliméricas são caracterizadas por serem materiais sintéticos, compostas por longas cadeias de hidrocarbonetos, e assim como as fibras metálicas apresentam elevada ductilidade. São caracterizadas por terem baixa resistência mecânica e grande capacidade de deformação, e possuem uma densidade relativamente baixa se comparada a metais e um custo mais baixo (SHACKELFORD, 2014).

São relevantes, dentre as propriedades apresentadas, a resistência à tração e o módulo de elasticidade, visto que definem em grande parte o comportamento do CRF. Todavia, acentuadas diferenças entre as massas específicas dos materiais constituintes podem resultar em alguns fenômenos indesejáveis, como a sua segregação. A trabalhabilidade também é diretamente afetada pelas fibras, sendo que elas devem estar distribuídas homogeneamente na mistura. De forma contrária, tem-se a formação de ouriços, que são bolas de fibras com a presença de vazios. Para evitar este fenômeno deve-se obter uma concatenação entre tamanho dos agregados, tamanho das fibras, teor de fibras, e a maneira como as mesmas são dispersas no concreto (ACI 544.1 R-96, 2002; FIGUEIREDO, 2000).

No que tange à resistência mecânica do CRF, as fibras não exercem influência relevante na resistência à compressão axial, contudo em quantidades adequadas podem aumentar a resistência ao cisalhamento e também a resistência à compressão biaxial. Porém, quando uma análise é realizada no comportamento à flexão, existe uma grande alteração na ductilidade do comportamento do material, devido ao fato que o compósito cimentício passa a apresentar uma região plástica. Assim que o limite elástico é alcançado, ocorre ruptura da seção e uma mudança da linha neutra que tende a se deslocar para a região antes apenas comprimida, com o compósito continuando a suportar carga, e em alguns casos, a resistência final a flexão é também maximizada (ACI 544.1 R-96, 2002).

Montoya (2009) e Shah e Skarendahl (1985) recomendam a utilização de fibras em alguns elementos estruturais como chapas finas, nas quais reforços com barras não podem ou não são utilizados. Também se verifica sua aplicação em elementos como túneis, pisos, pavimentos e *radiers*, bem como em elementos que suportem explosões, impactos e na fadiga. Bentur e Mindess (2007), Rodrigues (2010) e Nunes, Tanesi, Figueiredo (1997), explicam que em pisos industriais e pavimentos de rodovias, são muito utilizadas as fibras metálicas, ao passo que as fibras de vidro podem ser utilizadas em painéis pré-moldados não estruturais, enquanto fibras de polipropileno podem ser usadas como reforço nas idades iniciais. Adicionalmente,

algumas fibras também podem ser utilizadas na reabilitação de estruturas e como reforço em alguns solos.

4.2 FIBRAS DE AÇO

As fibras de aço comparadas a outras fibras têm um desempenho superior em relação à capacidade portante pós-fissuração de acordo com Figueiredo (2000), e são indicadas para mitigar algumas deficiências, como a baixa capacidade de absorver energia, da matriz cimentícia. As mesmas estão sendo utilizadas desde a década de 50. Primeiramente desenvolvidas lisas e, com o passar dos anos, foram sendo incrementadas mudanças na geometria, como ancoragens e ondulações, com o intuito de gerar uma melhoria na aderência com a matriz cimentícia. Elas são encontradas para venda separadamente, ou em pentes, sendo a última a forma mais utilizada no mercado, pois propicia uma melhor homogeneização na matriz cimentícia (ACI 544.1 R-96, 2002; FIGUEIREDO 2011, MOHITE E SHINDE, 2013).

Bentur e Mindess (2007) e Figueiredo (2011) salientam que as fibras de aço, além de estimular a múltipla fissuração, são caracterizadas por terem um alto módulo de elasticidade, fator que contribui para que o acréscimo no comportamento pós-fissuração do CRF seja mais evidente do que o retardamento na propagação das fissuras nas idades iniciais que ocorre na pré-fissuração, caracterizando assim um incremento de tenacidade. Além disso, elas mantêm certa integridade do compósito, não permitindo grandes deflexões. ACI 544.1 R-96 (2002) afirma que as fibras são geralmente feitas com aço e carbono, baixo carbono, ou aço inoxidável e são protegidas contra a corrosão devido ao ambiente alcalino da matriz cimentícia. Algumas das fibras de aço são galvanizadas, enfatizando que o aço utilizado na fabricação é tratado e recebe uma proteção.

No que tange a produção das fibras, os processos mais comuns são: a extrusão, a trefilação e a laminação. As fibras podem ser classificadas de acordo com a sua origem: Classe I para fibras oriundas de arame trefilado a frio; Classe II para aquela originada de chapa laminada cortada a frio; e Classe III, para as fibras provenientes de arame trefilado e escarificado (BENTUR E MINDESS, 2007; NBR 15530, 2007c;). Existem ainda fibras de diferentes tamanhos e formas, com o comprimento variando entre 25 mm e 60 mm. Assim, como diferentes geometrias, podendo-se classificar como tipo A, com ancoragens nas extremidades, como tipo

B, corrugada, e como tipo C, reta. As fibras com ancoragens são cada vez mais utilizadas em detrimento das fibras retas, por terem um melhor desempenho (ACI 544.1 R-96, 2002; SHAH E SKARENDAHL, 1985). De acordo com Figueiredo (2011) e Montoya (2009) é possível que, com um número reduzido de fibras com ancoragens obtenha-se um desempenho igual ou superior ao das fibras retas.

Esta classificação explicada anteriormente varia entre países com algumas sutis modificações. Na Figura 4 pode-se visualizar alguns formatos de fibras de aço.

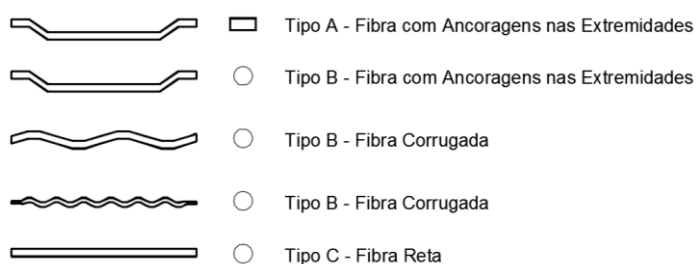


Figura 4: Formatos de fibras de aço, adaptado de (HOLSCHEMACHER, MÜLLER, 2009).

As diferentes formas apresentadas na Figura 4, buscam melhorar a interface entre as fibras e a matriz, explorando ao máximo o ganho econômico aliado ao desempenho. Testes de *pull-out* (arrancamento) são realizados frequentemente para verificar como se desenvolvem as tensões nas interfaces destas diferentes formas, que contribuem para entender o desenvolvimento das tensões de adesão e de atrito, principais componentes da aderência aço-concreto (HOLSCHEMACHER, MÜLLER, 2009; SALNA e MARCIUKAITS, 2010).

Manifestações patológicas, como a oxidação das fibras, até podem ocorrer em estruturas com fibras de aço, porém, este fenômeno limita-se às fibras que estão em contato com o ambiente, isto é, que estão na superfície do concreto. Como as fibras são descontínuas não existe um caminho para condução de corrente elétrica e início de corrosão, sendo que o ambiente alcalino também não é propício para este tipo de deterioração. Mesmo em situações de carga com fissuras menores que 1 mm, não ocorrem consequências como a corrosão. Apesar de incrementos na resistência à abrasão estudos não indicam grandes ganhos com a inserção de fibras, sendo que a grande característica do CRFA, concreto reforçado com fibras de aço, é o aumento da tenacidade (ACI 544.1 R-96, 2002).

4.3 GEOMETRIA DAS FIBRAS

A geometria de um elemento tem grande influência na forma como as tensões se distribuem fato este, que também ocorre com as fibras, visto que o arrancamento (*pull-out*) da fibra em relação à matriz varia de acordo com as características geométricas das mesmas (FIGUEIREDO, 2000). A forma como a tensão de cisalhamento se distribui e o nível de tensão que a fibra consegue transferir também varia, fornecendo comportamentos distintos nas fibras lisas, nas fibras corrugadas e em fibras com ancoragens. As diferentes geometrias existentes na indústria da construção têm o intuito de aperfeiçoar o desempenho e a interface da fibra-matriz, de acordo com as necessidades específicas do projeto (BENTUR e MINDESS, 2007; FIGUEIREDO, 2011; HIBBELER, 2010).

A distribuição de tensões ao longo da fibra depende, também, do seu comprimento, devendo esta ter uma extensão ideal para que possa ocorrer o arrancamento (HANNANT, 1978). Assim, a energia gasta neste processo é maior do que aquela quando ocorre a ruptura da fibra e, por conseguinte, atende uma das maiores finalidades do incremento das fibras que é melhorar a capacidade de absorver energia, i.e. aumento da tenacidade (FIGUEIREDO, 2011). A tensão de cisalhamento que se desenvolve na interface fibra-matriz varia de acordo com esse comprimento, sendo que à medida que são aumentadas as cargas, aumenta-se a força de atrito nas fibras, logo a tensão aumenta linearmente dos extremos para o centro das fibras, como visto na Figura 5 (NUNES; AGOPYAN, 1998; SHAH E SKARENDAHL, 1985).

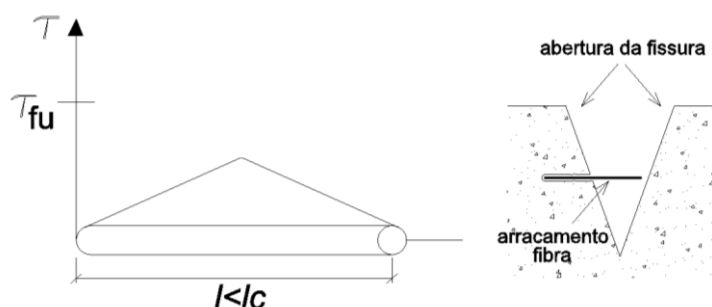


Figura 5: Comprimento da fibra menor que o comprimento crítico (adaptado de BENTUR E MINDESS, 2007).

Considerando que a fissura ocorre na direção perpendicular à fibra, pode-se estimar um comportamento em relação à distribuição de tensões na superfície da fibra, criando-se uma ideia de comprimento crítico (l_c), i.e. aquele no qual a fibra tem um comprimento (l) que

desenvolve uma tensão igual à de ruptura τ_{fu} , visto na Figura 6. Da mesma forma, quando o comprimento da fibra for menor que o l_c , a tensão que se desenvolve nas fibras não é suficiente para superar a resistência da fibra τ_{fu} , como observa-se na Figura 5. Nesta situação, normalmente a fibra é arrancada da matriz. Este mecanismo é muito comum em concretos com resistências médias em torno de 25 MPa e com adição de fibras de aço, devido a maior resistência da fibra quando comparada com a resistência da matriz (FIGUEIREDO, 2011).

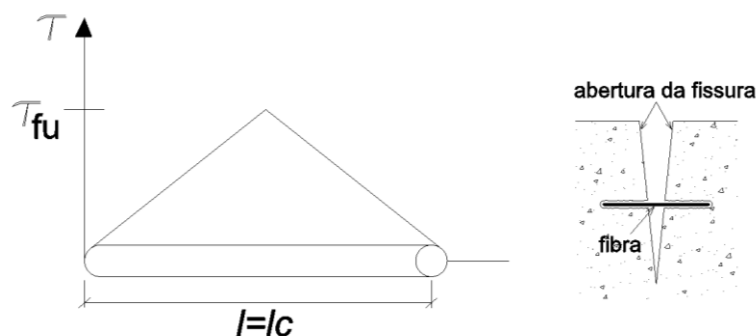


Figura 6: Comprimento da fibra é igual ao comprimento crítico (BENTUR E MINDESS, 2007).

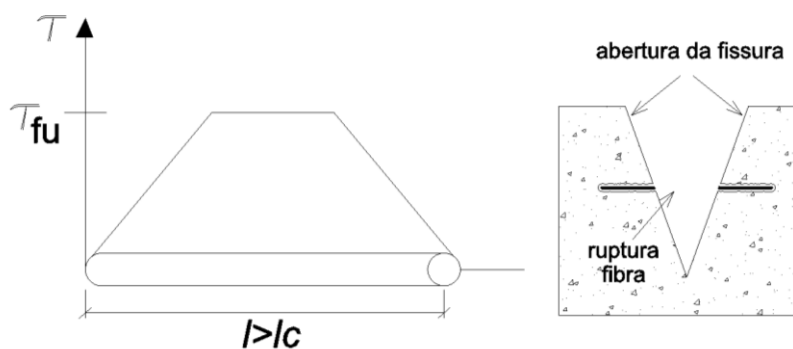


Figura 7: Comprimento da fibra é maior que o comprimento crítico (BENTUR E MINDESS, 2007).

O último caso que pode acontecer é quando o comprimento da fibra ultrapassa o comprimento crítico l_c , fazendo com que as tensões desenvolvidas na fibra ultrapassem a tensão de cisalhamento τ_{fu} . Neste caso, a fibra não consegue suportar este excesso de carga, podendo ocasionar ruptura, ou até mesmo ocorrer diminuição do escorregamento esperado, Figura 7. Este tipo de situação pode se passar quando a matriz tem uma resistência de aderência muito grande, porém se a fibra for suficientemente dúctil ocorrerá o encolhimento da fibra. O ideal é que as fibras sejam de 5 a 10 vezes maiores que o comprimento crítico, pois desta forma se atinge os resultados esperados com eficiência em torno de 90%. Quando o comprimento estiver entre o limite elástico e o limite crítico, a fibra romperá, mas em processo progressivo.

Quando este for maior que o limite elástico, a ruptura será brusca sem ocorrer descolamento (FIGUEIREDO, 2011).

Quando se observa o processo de abertura de fissuras, as fibras mais longas têm um desempenho melhor devido a sua maior capacidade de embutimento na matriz. Ademais, existe também a relação adimensional entre o comprimento da fibra e o diâmetro do agregado, Figura 8, criando-se uma compatibilidade para que as fibras consigam interceptar as fissuras. Porquanto a ideia é que se crie uma estrutura de pontes de transferência de tensões entre os agregados graúdos e não somente na argamassa, já que a fratura se propaga a partir da ZTF (zona de interface fibra e matriz), sendo que, quanto maior for o volume de fibras inseridas pior, será esta mobilidade, da mesma forma que agregados grandes dificultam a movimentação das fibras no estado fresco da mistura, visto na Figura 9 (FIGUEIREDO, ABOU MOURAD, CARVALHO; 2000; HANNANT, 1978).

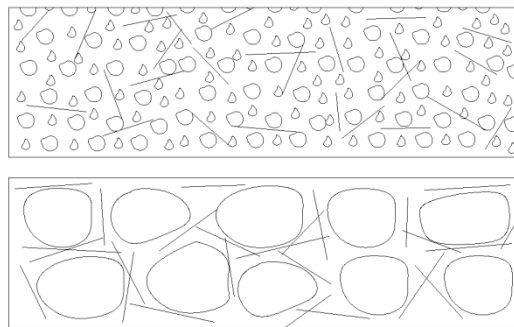


Figura 8: Compatibilidade dimensional entre fibra e agregado (FIGUEIREDO, 2000).

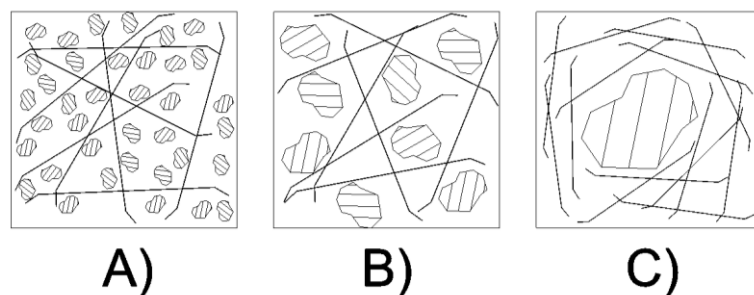


Figura 9: Efeito do tamanho do agregado em relação às fibras (HANNANT, 1978).

Deve-se observar que fibras com grandes comprimentos prejudicam a trabalhabilidade da mistura fresca com a formação de ouriços (FIGUEIREDO, 2011). Desta forma, na Figura 9 b) ocorre a melhor compatibilidade dimensional entre agregado e fibra. Geralmente as dimensões dos elementos em que serão usadas as fibras limitam seu tamanho; todavia, em

pisos, que são elementos que não possuem grandes restrições no que tange à área superficial, podem-se utilizar fibras mais longas com até 60 mm de comprimento (ACI 544.1 R-96, 2002). Quando se utilizam fibras longas, por elas terem um grande comprimento embutido na matriz, haverá um aumento do atrito na interface, fazendo com que aumente a parcela de transferência por atrito em detrimento da parcela por transferência elástica, forçando a ruptura da fibra (MONTROYA, 2009; NUNES; AGOPYAN, 1998).

A seção transversal das fibras também influencia no comportamento mecânico do compósito, pois quanto menor a seção transversal da fibra, maior será sua área superficial e, conseqüentemente, haverá redução da água de molhagem, que influi na mobilidade. Não obstante, uma seção pequena também influenciará na redução da carga suportada no arrancamento. Quando as fibras são muito pequenas não ficam orientadas de forma eficiente e não se tem bom desempenho em relação à interceptação das fissuras. Um comprimento menor que l_c influencia também no modo de fratura, pois a energia de arrancamento é muito maior que a energia utilizada na ruptura da fibra (FIGUEIREDO, 2011).

Ganchos nas pontas, que são tipos de ancoragens, são mudanças importantes na geometria de uma fibra, mudando o comportamento do CRF. Em diversas pesquisas foi comprovado que essa mudança na geometria faz com que o compósito tenha um ganho de carga nas deformações iniciais, quando comparado com as fibras lisas, onde a resistência residual é maior nas deformações maiores. Isso se deve ao fato de que quando se desenvolve o arrancamento da fibra em relação à matriz, as tensões na interface fibra-matriz aumentam consideravelmente e o vínculo entre as fibras ancoradas e a matriz é maior que aquele das fibras retas. Assim, com o aumento do deslocamento, as tensões se ampliam, gerando ruptura em uma região encruada e deformada, situada perto das ancoragens. Igualmente, ocorre perda de transferência da parcela elástica e por atrito. Porém, o nível de instabilidade pós-pico das fibras com ancoragens é maior do que para fibras retas, pois a sua resistência pós-pico é maior em relação às fibras retas (FIGUEIREDO, 2011; SHAH e SKARENDAHL, 1985).

O fator de forma (FF) é uma relação adimensional que relaciona as duas principais geometrias de uma fibra, o comprimento e seu diâmetro equivalente ($FF=l/d$), como demonstrado na Figura 10. Portanto, quanto maior for o fator de forma (FF), maior será o desempenho do compósito e maior será a quantidade de fibras que estará presente interceptando as suas fissuras. Isso se deve ao fato de que a dosagem das fibras é realizada em volume ou peso por

metro cúbico. Mantendo-se o comprimento da fibra e diminuindo o seu diâmetro, obtém-se um número maior de fibras que interceptará as fissuras (BENTUR e MINDESS, 2007; FIGUEIREDO, 2011).

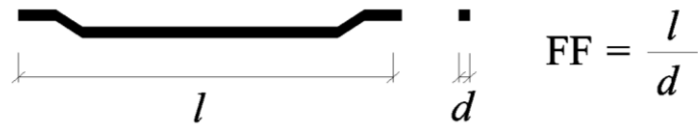


Figura 10: Fator de forma (BELGO BEKAERT ARAMES, 2013).

Um aumento no FF pode significar um aumento no comprimento da fibra ou um aumento no número de fibras que podem interceptar uma fissura ou, ainda, a ocorrência concomitante destes, ultimamente caracterizando um aumento na tenacidade do compósito. Nota-se, no entanto, que as fibras com ancoragens minimizam o efeito do fator de forma maior entre as fibras. A mistura tende a reduzir sua fluidez com o aumento do fator de forma, uma vez que o diâmetro equivalente é menor e, assim maior será a área específica e, como consequência, menor será quantidade de água livre para a mistura (FIGUEIREDO, 2011; MONTOYA, 2009; NUNES; AGOPYAN, 1998).

4.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS FIBRAS

As propriedades mecânicas das fibras são muito importantes e definem como será o seu comportamento em relação ao compósito. Nos próximos itens serão debatidos alguns tópicos sobre estas propriedades.

4.4.1 Resistência a Tração das Fibras

Um compósito terá uma maior capacidade resistente residual pós-fissuração de acordo com o quanto maior for a resistência a tração da fibra em sua composição. Este fator tem uma importância maior quando se usam teores mais baixos de fibra, pois desta forma há menor quantidade de fibras na matriz e, por consequência natural, é exigido maior eficiência de cada uma que está presente na seção e intercepta alguma fissura. Infere-se, portanto, que em teores mais altos, a resistência da fibra acaba não tendo grande influência na resistência residual do compósito devido à redistribuição de tensões na grande quantidade de fibras presentes na

seção, o que lhes propicia maiores possibilidades de absorverem o excesso de energia, diminuindo consecutivamente a carga que atua em cada fibra (FIGUEIREDO, 2011).

4.4.2 Módulo de Elasticidade Longitudinal das Fibras

O módulo de elasticidade longitudinal, ou módulo de Young, é uma grandeza muito importante no entendimento do comportamento de um material, pois ele representa a proporcionalidade da tensão em relação à deformação, caracterizando uma região de idiosincrasia linear. Esta propriedade vai afetar drasticamente o desempenho de um tipo de fibra, em especial pela divergência do valor do módulo das fibras e o da matriz, fato que possibilita ao CRF distintas capacidades de absorção de energia. (FIGUEIREDO, 2011; HIBBELER, 2010).

Observando a Figura 11 nota-se que quando ocorre ruptura da matriz, ponto A, o patamar de tensão deve ser mantido e quem deve absorver este excesso de energia é a fibra. Caso esta seja uma fibra de baixo módulo, ocorrerá uma grande deformação no compósito (que também pode ser convencionado como o trabalho elástico para atingir o mesmo nível de tensão na ruptura), cujo processo gera ruptura das fibras, que não conseguem absorver todo este excesso de energia, ponto D. Por outro lado, fibras com uma baixa resistência à tração não suportam esse trabalho elástico que foi solicitado e se rompem, tornando assim o compósito com um desempenho ineficiente. Pode-se, então, depreender que fibras de baixo módulo, como as de polipropileno, são ideais para concretos com baixas resistências e com módulos de elasticidade longitudinais mais baixos, assim como para reforços em argamassas, prevenindo problemas com retração plástica. É interessante perceber que fibras de baixo módulo também contribuem para evitar fenômenos como o *Spalling*⁵ (BENTUR E MINDESS, 2007; FIGUEIREDO, 2000; LIMA, KIRCHHOF, CASONATO, SILVA FILHO, 2004).

⁵Spalling: Com o aumento de temperatura a água existente no concreto tende a ser expulsa gerando neste processo tensões internas que causam deslocamentos no concreto, por exemplo, isso ocorre em uma situação de incêndio.

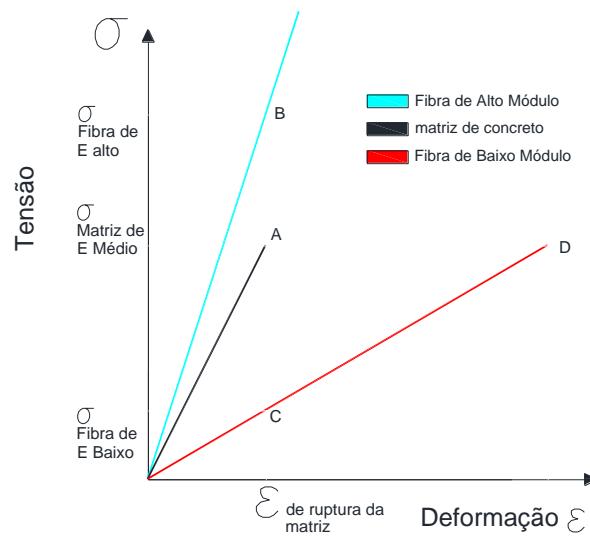


Figura 11: Diagrama de tensão x deformação comparação entre fibras de alto e baixo módulo de elasticidade longitudinal (FIGUEIREDO, 2000).

Análise semelhante também pode ser realizada com fibras de alto módulo de elasticidade. Neste caso, no momento da ruptura da matriz cimentícia a tensão que a fibra pode suportar é maior, PONTO B, sendo que o CRF não tem deformações tão acentuadas e, logo, o reforço pós-ruptura se torna mais eficiente. Comparando-se os módulos das fibras, através do quadro 01, observa-se que o aço tem um módulo bem maior que o da matriz cimentícia, caracterizando-se, assim, como ideal para reforço pós-ruptura (FIGUEIREDO, 2000; FIGUEIREDO, 2011).

4.5 VOLUME DAS FIBRAS

O volume (teor) de fibras é um parâmetro que exerce influência no comportamento final do CRF e pode ser entendido como a quantidade de fibras que se insere na mistura geralmente é dosado com base no volume total de concreto, podendo variar entre 0,2% e 2%, sendo que pode ser dosado também kg/m^3 (AVESTON COOPER KELLY, 1971; FIGUEIREDO, 2000). À medida que se aumenta o teor em uma seção, maior será a quantidade de fibras funcionando como ponte de transferência de esforços, assim como o nível de tensão transferido pelas fissuras será melhor distribuído. Em diversas pesquisas e experimentos habitualmente se verifica que com o aumento do teor de fibras ocorre um incremento na capacidade portante do compósito, porém uma redução da sua trabalhabilidade (ACI 544.1 R-96, 2002; FIGUEIREDO, 2011).

O desempenho do compósito está relacionado diretamente com o teor de fibras, havendo dois tipos de comportamentos do CRF, o *strain-softening* (aumento da tenacidade do compósito, mas com decréscimo da sua resistência), comportamento que estimula um tipo de fissuração simples, e está explicitado na Figura 12 a); e o *strain-hardening*, aumento da tenacidade do CRF seguido de aumento na capacidade resistente do compósito pós-ruptura, visualizado na Figura 12 b), também preconizado por estimular a fissuração múltipla. A Tensão σ_{cc} representa o limite da tensão elástica, enquanto σ_{pc} apresenta a carga máxima de resistência do CRF (FIGUEIREDO 2011; NAAMAN, 2007).

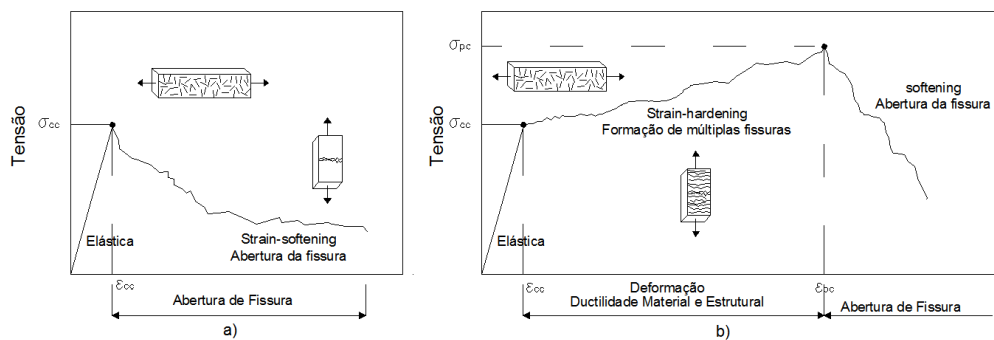


Figura 12: Diagrama de tensão x deformação comparação entre *strain-hardening* e *strain-softening* (NAAMAN, 2007).

Observa-se claramente que a tensão é menor após a primeira fissura no CRFA com comportamento *strain-softening*, ou seja, o compósito não consegue redistribuir de forma eficiente o excesso de energia. Em contrapartida no comportamento *strain-hardening* a múltipla fissuração é melhor para redistribuição de tensões (NAAMAN, 2007).

A partir destas premissas pode-se analisar o conceito de volume crítico, que representa um volume de fibras na matriz cimentícia a partir do qual surge o comportamento de *strain-hardening* pós-ruptura no CRF (FIGUEIREDO, 2011). Com um volume de fibras menor do que o volume crítico, logo após a matriz atingir o limite do regime elástico, o CRF mantém a capacidade de absorver energia, contudo ocorre queda na capacidade portante caracterizando o CRFA por ter um comportamento *strain-softening* (NAAMAN, 2007). Quando se adicionam à matriz um volume de fibras igual ou superior ao volume crítico, consegue-se manter o nível de carregamento e o patamar de energia que o compósito suporta, como visualizado na Figura 13, o que configura este sistema com um comportamento elasto-plástico-perfeito (BENTUR E MINDESS, 2007; FIGUEIREDO 2000).

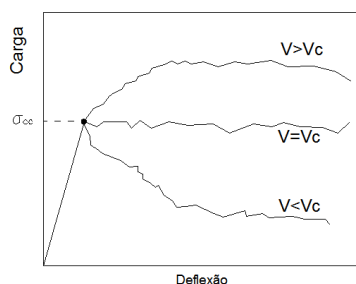


Figura 13: Relação do volume crítico em um diagrama carga x deflexão (BELGO BEKAERT ARAMES, 2013).

Deste modo, observa-se que quando se adicionam fibras abaixo do volume crítico ocorre perda de capacidade portante do compósito, enquanto que quando a quantidade de fibras está acima do volume crítico ocorre acréscimo da capacidade de carregamento (BENTUR E MINDESS, 2007; FIGUEIREDO, 2000). O volume crítico depende de alguns fatores além do teor de fibras, como: o comprimento da fibra, a inclinação da mesma em relação à fissura analisadas para com a posição ortonormal, a tensão última da fibra e a aderência entre fibra-matriz (FIGUEIREDO, 2011; HANNAT, 1978).

Matrizes que apresentam maior módulo de elasticidade longitudinal ou maior resistência mecânica tendem a necessitar de um maior volume de fibras para atingir o volume crítico; da mesma forma, quanto menor a capacidade de carga da matriz, menor será a quantidade de fibras necessárias. Uma matriz com uma alta capacidade portante terá um desempenho inferior com um teor menor de fibras do que uma matriz com capacidade menor com um menor teor (FIGUEIREDO, 2011). Em volumes menores que 2% as fibras têm a função de controle de abertura de fissura e a trabalhabilidade não é extremamente afetada, porém em volumes acima deste teor deve-se realizar um estudo aprofundado da reologia da matriz, sendo que a sua utilização deve ser com fibras mais curtas. Um volume muito grande estimula que a carga passe para as fibras e o excesso de carga faz com que apareçam novas fissuras, estimulando-se a fissuração múltipla. O volume crítico de fibras para o aço é entre 0,3% e 0,8% (BENTUR E MINDESS, 2007; HANNANT, 1978; NUNES, 2006).

4.6 DIREÇÃO DAS FIBRAS

A forma como as fibras estão orientadas em relação às fissuras vai repercutir no desempenho final do CRF. A dispersão das mesmas depende do tamanho da fibra em relação à dimensão do elemento, e da forma como são inseridas na mistura. Por exemplo, fibras consideradas

curtas são aspergidas na mistura por pulverização, o que faz com que a distribuição seja aleatória. No que tange ao espaçamento entre as fibras, existem alguns estudos estatísticos que mostram que este parâmetro é influenciado pelo volume de fibras inserido. O espaçamento entre as fibras depende da orientação se é 1D, 2D ou 3D, que também depende das dimensões do elemento, especialmente sua espessura, fazendo com que, por exemplo, o compósito tenha um comportamento anisotrópico 2D para tubos. Este efeito de três direções depende do tipo de elemento estrutural que está sendo analisado. Isto é, o tipo de distribuição depende das dimensões do elemento se é uma casca fina ou outro elemento (BENTUR E MINDESS, 2007; HANNANT, 1978).

A complexidade da orientação randômica das fibras faz com que elas não estejam dispostas a 90° em relação às fissuras, sendo o comportamento diferente do esperado. Existem diversos modelos para buscar entender a distribuição das fibras dentro do CRF, com formulações analíticas. A orientação das fibras depende do volume de fibras que está sendo inserido na matriz cimentícia, do Poisson da matriz e do seu módulo elástico. As fibras de aço tendem a manter a carga máxima de arrancamento indiferente do ângulo, ao passo que fibras como as de polipropileno e as de carbono têm ângulos de preferência com capacidade de carga (BENTUR E MINDESS, 2007).

4.7 MATRIZ DE CONCRETO

A matriz de concreto é composta, basicamente, por cimento, areia, brita e água, que são materiais com diferentes granulometrias e características mecânicas. Assim, na produção do concreto, o cimento, a areia e a água formam uma argamassa que se une ao agregado graúdo através de uma zona de transição (ZT), tornando-o um material heterogêneo. Esta combinação confere ao concreto um comportamento quase frágil, apresentando uma curva de amolecimento pós-ruptura, a ZT também influencia no desempenho do concreto à compressão e à tração (ANDERSON, 2005; BAZANT, 2000). Cabe salientar que a maioria dos materiais frágeis ou quase-frágeis têm características reológicas marcadamente parecidas, possuindo boa capacidade de resistir a esforços de compressão e, em detrimento, pequena capacidade de deformação, além de reduzida resistência a esforços de tração, por conseguinte uma análise mais aprofundada em sua microestrutura pode ajudar a justificar este comportamento (BENTUR E MINDESS, 2007; MEHTA E MONTEIRO, 2014; SOUZA 2001).

Assim que os materiais são adicionados na betoneira, o cimento inicia sua hidratação, ocorrendo reações, as quais formam alguns compostos como: C-S-H (silicatos), CH (hidróxido de cálcio) e C-A-S-H (Etringita). Concomitantemente ao início da hidratação do cimento, ocorre na fase da compactação a formação de uma película de água que envolve os agregados de ordem superior, tornando a ZT um elo mais fraco. A ZT é uma região onde há grande presença de água e onde primeiro se formam grandes cristais de etringita, embora posteriormente sejam gerados cristais derivados de reações mais lentas. É interessante notar que apesar das reações tardias de hidratação, estes cristais não impedem que a ZT seja uma região com um grande número de vazios. Os cristais formados podem apresentar orientações especiais gerando diferenças de resistência nos planos. A ZT é a zona mais porosa da matriz, caracterizada pela não formação de todos os cristais e, conseqüentemente, mais fraca. Portanto, o concreto rompe em níveis mais baixos que seus constituintes naturais devido à presença desta ZT. Na Figura 14, pode-se visualizar um esquema da ZT (MEHTA E MONTEIRO, 2014). A ZT apresenta mais porosidade quanto maior a quantidade de água presente na mistura.

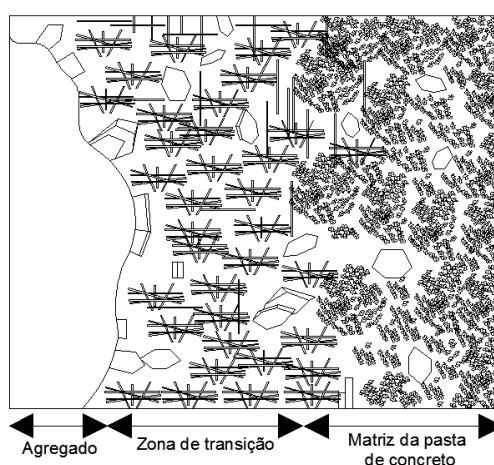


Figura 14: Representação esquemática da zona de transição.

Alguns fatores que podem afetar o comportamento da ZT são: a distribuição granulométrica, o teor do cimento, o tamanho do agregado e a cura. Essa é uma região que possui microfissuras antes mesmo do concreto ser solicitado externamente, o que a caracteriza como porosa e fraca. Apesar destes fatores, a zona de transição não é necessariamente o elo mais fraco no concreto. Alguns tipos de concretos, os de alto desempenho, apresentam uma zona de transição com poucos vazios e bastante densa, com melhoria da interação química lenta entre a pasta de cimento e o agregado, conferindo-lhe, assim, uma elevada resistência (ARQUEZ, 2010; QUEIROGA, 2000). A ZT tem comportamento anisotrópico, assim suas propriedades

físicas variam com a posição, diferentemente da pasta de cimento que pode ser considerada isotrópica. As microfissuras que surgem na ZT dependem da cura, da resistência à compressão, da relação a/c e das diferenças entre os módulos de elasticidade dos materiais que geram deformações diferenciais (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

A matriz cimentícia antes de ser carregada externamente já está exposta a alguns efeitos, tais como: retrações térmica, higroscópica e autógena, além de deformações diferenciais. Ao analisar microscopicamente a matriz, nota-se que ela se apresenta microfissurada devido a estes fenômenos (NUNES, 2006; NEVILLE E BROOKS, 2010).

O concreto responde de forma diferente às diversas solicitações que lhe são impostas, por exemplo, quando solicitado à compressão uniaxial, apresentará distintos níveis de comportamento. Com cerca de 30% de tensão última (f_c), o comportamento se mantém linear e as tensões são estáveis na zona de transição. Pode-se considerar estável o comportamento da propagação das fissuras até 50% da f_c , porém a partir deste ponto, cada vez mais pronunciavam-se as instabilidades e, assim, a pasta começa a apresentar fissuras além daquelas já presentes na zona de transição. Entre 75% e 80% da f_c , o concreto alcança um nível crítico de taxa de liberação de energia de deformação e as fissuras se propagam de forma instável, culminando na deformação e finalmente no colapso. Na Figura 15 pode-se visualizar a curvas do comportamento do concreto sobre influência de esforços de compressão axial. Pode-se dizer que a energia requerida para a abertura de fissuras durante o processo compressivo é grande. Em contrapartida, quando o material é solicitado à tração, a energia requerida é sensivelmente menor (MEHTA E MONTEIRO, 2014).

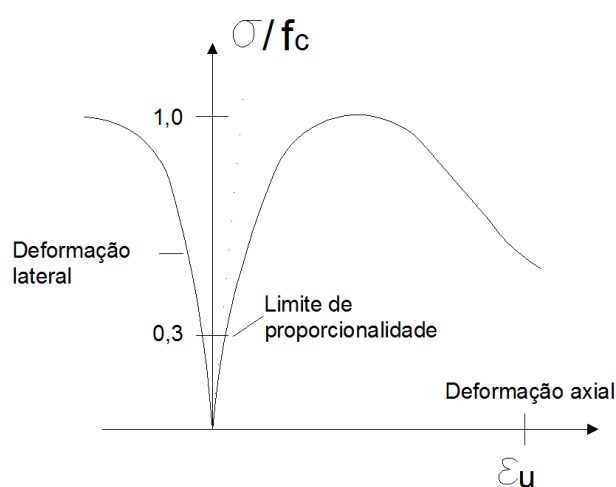


Figura 15: Curvas do concreto sobre compressão uniaxial (adaptado apostila Américo Campos Filho, 2003).

De acordo com Brandt (2009) e Chen, (2007), no estado de tensões de tração uniaxial, as fissuras se propagam com uma menor sollicitação do que no estado de tensões de compressão, e isso se deve ao fato de que na tração a propagação de fissuras é transversal à direção da tensão principal, tendo assim, um acúmulo de tensões nas extremidades da trinca – de modo que com pouca energia se formem as fissuras. Mehta e Monteiro (2014), Neville e Brooks (2010) corroboram afirmando que com o incremento de tensões externas, as fissuras se unem com as micro-fissuras já existentes na ZT e ocorre a ruptura do material, caracterizando assim, uma ruptura causada por algumas fissuras que se unem e não por numerosas fissuras como na compressão, gerando uma razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão em torno de 0,07 a 0,11. Na Figura 16 visualiza-se as curvas do comportamento do concreto quando sollicitado a esforços de tração. Uma combinação de tensões de compressão, tração e cisalhamento determina a resistência do concreto quando sollicitado à flexão.

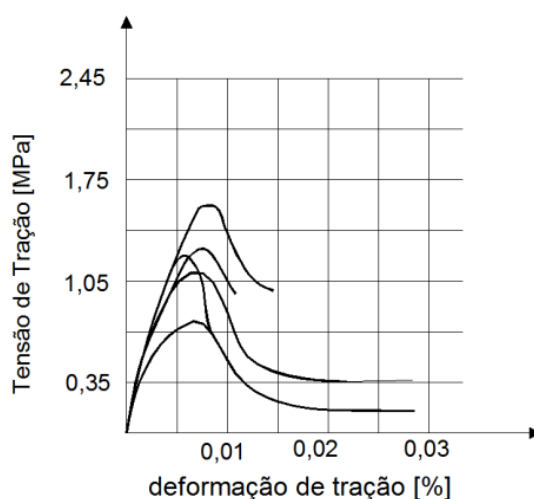


Figura 16: Curvas do concreto sobre tração uniaxial (adaptado apostila Américo Campos Filho, 2003).

Quando sollicitado, devido a cargas externas, a esforços de tração, a propagação das fissuras ocorre transversalmente à direção das tensões e a matriz não consegue absorver esse excesso de energia, então microfissuras progressivas, que se propagam de forma muito rápida, começam a se unir e causam a ruptura. O gasto energético na ruptura do concreto por tração é pequeno, então, pode-se dizer que quando existe um excesso de energia de superfície, ocorre à ruptura do material. A partir de um determinado nível de carga a taxa de energia de deformação atinge um patamar crítico e desta forma as fissuras se propagam de forma natural. Na Figura 17 observam-se as linhas de distribuição de tensões. À medida que aumentam as

fissuras, as tensões tendem a se concentrar devido à redução de caminhos, e aumento da superfície livre, e este acúmulo de tensões faz com que ocorra cada vez mais aumento de superfícies livres seguido de concentrações de tensões até que ocorra uma ruptura inopinada (ANDERSON, 2005; MEHTA e MONTEIRO, 2014; NUNES, 2006).

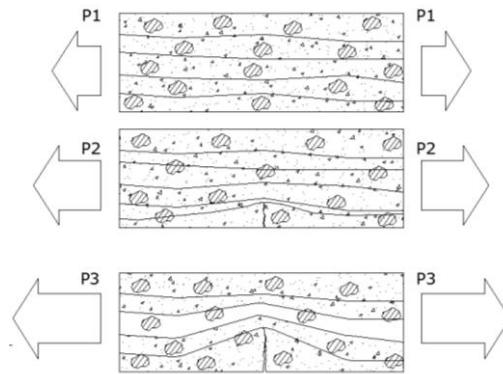


Figura 17: Esquema de concentração de tensões (FIGUEIREDO, 2000).

Na maioria das vezes a resistência à tração é verificada de forma indireta com ensaios de compressão diametral ou tração na flexão. A resistência à tração na flexão é sempre superestimada em relação ao comportamento real à tração do concreto, pois apenas a região inferior da viga está exposta à tração enquanto que a região superior está exposta à compressão. A relação entre as resistências à compressão e à tração não é linear, pois à medida que se aumenta a resistência à compressão diminui-se a relação entre as duas (MEHTA e MONTEIRO, 2014). O comportamento final do concreto é uma consequência da união dos seus materiais constituintes. Na Figura 18 pode-se visualizar a comparação entre os comportamentos tensão-deformação do concreto e de seus constituintes (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

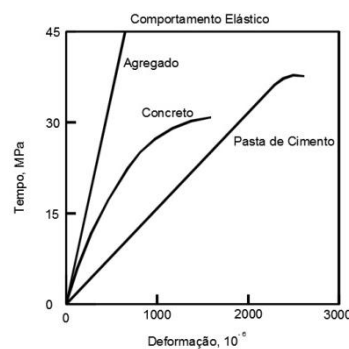


Figura 18: Comparação nas curvas tensão deformação, concreto, pasta, agregados (MEHTA E MONTEIRO, 2014).

ACI 544.1 R-96 (2002) elucida que as fibras na matriz têm a função de controlar a abertura de fissuras, atuando como reforço secundário, modificando a energia necessária para o fraturamento da matriz. Beber (2003) colabora afirmando que o desempenho final do compósito está diretamente relacionado com a estrutura da matriz, de modo que essa deva estar dosada de forma eficiente, para que possa receber a inserção de fibras. Bentur e Mindess (2007) afirmam que a matriz cimentícia atua em simbiose com as fibras, protegendo-as contra a abrasão, a umidade, e alguns agentes externos agressivos, ao passo que elas lhe conferem melhores características mecânicas - formando, assim, um compósito de maior desempenho quanto à resistência à tração e ao comportamento fissuratório. Na Figura 19 visualiza-se as fibras interagindo com a fissuras, e desta forma amenizando as linhas de tensão.

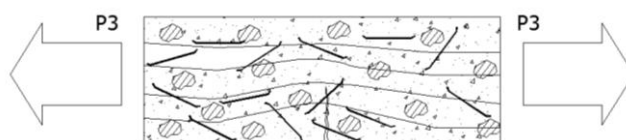


Figura 19: Esquema de concentração de tensões com reforço de fibras (FIGUEIREDO, 2000).

4.8 INTERFACE MATRIZ X FIBRAS

A inserção de fibras colabora para o alívio de tensões na matriz cimentícia, sendo que quando uma fissura se propaga, concentram-se tensões nas suas extremidades, Figura 17. Este processo de transferências de tensões entre a matriz e a fibra ocorre por diferentes mecanismos, sendo compreendido basicamente de duas fases: comportamento pré-fissura e comportamento pós-fissura. Tendo em mente que estas duas etapas vão influenciar diretamente na maneira como as tensões se comportam na interface, o entendimento desta área de interação entre os sistemas é importante para a compreensão do comportamento do CRF e este item visa refletir e debater sobre esta interface (FIGUEIREDO, 2000; SAVASTANO JÚNIOR, 1992).

Uma vez que as fibras possuem micro irregularidades na sua estrutura, quando se inicia a hidratação do cimento, cristais penetram nestes micro-poros, fazendo com que nas adjacências tenha-se uma pequena zona resistente. Porém, existe um decréscimo de resistência da matriz cimentícia, à medida que se afasta da fibra, e onde se situa uma zona porosa. À medida que continua se afastando a resistência torna a aumentar com a redução de vazios, este comportamento é visualizado na Figura 20. Isto ocorre devido à formação de película com

água similar a que se forma ao redor dos agregados graúdos (ARQUEZ, 2010; BENTUR E MINDESS, 2007; BRANDT, 2009).

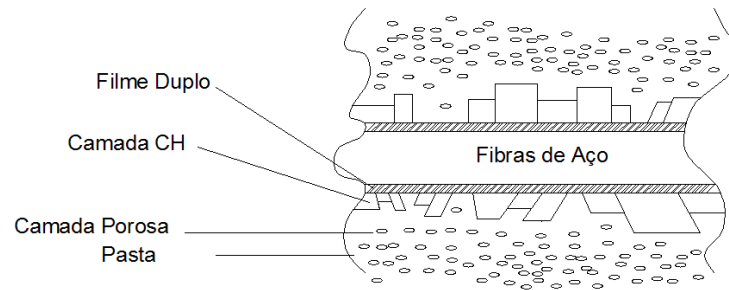


Figura 20: Interface fibras-matriz (BENTUR E MINDESS, 2007).

Assim corroborando com o parágrafo anterior Bentur e Mindess (2007) e Brandt (2009) explicam que o empacotamento das partículas de cimento em uma distância em torno de 1 a 80 micrometros distante da fibra se torna ineficiente e resulta em um teor mais alto de poros com redução da *microhardness* (micro-resistência) nesta região, também sendo um local de nucleações de fissuras. Testes realizados mostram que esta é uma zona onde ocorre o arrancamento por cisalhamento da fibra. À medida que se afasta da fibra ocorre uma inflexão na curva do comportamento do material procedido de um aumento na resistência, que pode ser observado na Figura 21.

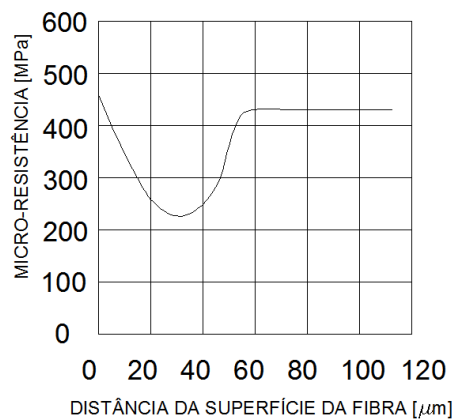


Figura 21: Relação entre resistência e matriz (BRANDT, 2009).

A ZTF (zona de interface fibra/matriz) é muito importante em compósitos cimentícios, pois ela vai definir como a matriz se comporta e como exerce influência no comportamento e no arrancamento das fibras. Assim como nas imediações dos agregados graúdos, a resistência mecânica é menor na ZTF. Como era de se esperar, o tipo de agregado e sua geometria irão influenciar na aderência fibra-matriz - uma adição de finos, por exemplo, pode aumentar as

interações e melhorar esta zona. Em relação a esta interface, fibras produzidas unidas em pentes também podem ter problemas nas suas imediações, quando inseridas no concreto no estado fresco, com redução de aderência (BENTUR E MINDESS, 2007; BRANDT, 2009; SAVASTANO JÚNIOR, 1992).

O mecanismo de dissipações de tensões entre a matriz e as fibras vai depender de alguns fatores, como o tipo de fibra e a sua geometria, sendo que esta interação pode ser realizada de três formas: por atrito, por adesão física e química ou por ancoragem mecânica. Cabe salientar que em muitos casos pode haver a combinação destes mecanismos de transferência de esforços. Além disso, existem dois estágios importantes a serem analisados, que são o comportamento das fibras pré-fissuração e pós-fissuração, os quais vão determinar como será a transferência de esforços e como será o comportamento final do CRF (BENTUR E MINDESS, 2007; BERNARDI, 2003).

Pode-se considerar algumas simplificações para entender as distribuições de tensões ao longo de uma fibra antes da ruptura. Assim, analisando no primeiro estágio da interação fibra-matriz, as tensões de corte têm um comportamento elástico e à medida que ocorre um incremento de cargas, este sistema linear chega a um limite onde acaba a zona elástica de corte τ_{au} , ocorrendo, desta forma, a primeira fissura. Este modelo foi concebido para fibras retas, porém em geometrias mais complexas pode-se dizer que ocorre uma combinação deste e de outros mecanismos. Podemos visualizar a região linear na Figura 22 (zona pré-fissurada), onde a tensão de corte desenvolvida nesta primeira fase é resultante da adesão fibra-matriz, dependendo assim do tipo de fibra - por exemplo, algumas fibras como as de vidro têm boa adesão com a matriz (BENTUR E MINDESS, 2007).

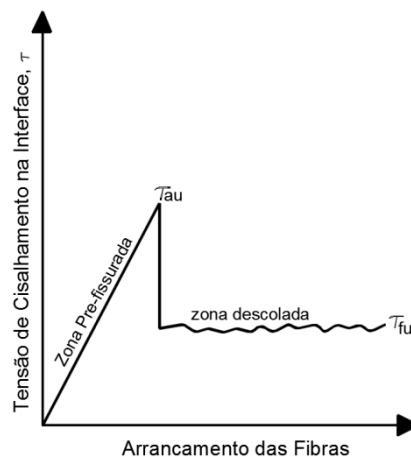


Figura 22: Diagrama entre relações pré-fissura e pós-fissura (BENTUR E MINDESS, 2007).

Quando se analisam as linhas, ou campos de tensões, que são paralelas à carga aplicada, no caso da tração, essas se comportam de forma linear antes do incremento de carregamento, vide Figura 23 a. A medida que se iniciam as sollicitações, ocorrem concentrações de tensões nas pontas das fibras, que são caracterizadas pela deformação das linhas de tensão, isso pode ser visualizado na Figura 23 b. Enquanto as deformações forem elásticas, os campos de tensões ao redor das fibras se comportam de forma linear, sendo que após o incremento de carregamento ocorrem distorções nos campos de tensões (BENTUR E MINDESS, 2007).

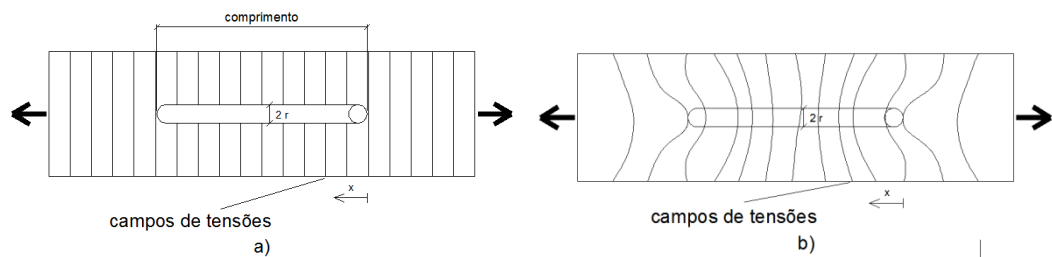


Figura 23: Diagrama entre relações pré-fissura e pós-fissura (BENTUR E MINDESS, 2007).

Após o início do carregamento, o campo de tensões passa a atuar de forma não linear na superfície da fibra, comportamento este que pode ser justificado pela diferença entre os módulos de elasticidade da fibra e da matriz e pela troca de seção (descontinuidades). Na Figura 24, se observa que as tensões de aderência (cisalhamento) são maiores nas extremidades das fibras e diminuem de forma não linear à medida que se deslocam para o centro. Nota-se também que as tensões de tração são maiores no centro da fibra, Figura 24. Pode-se comparar o perfil de distribuições de tensões de aderência ao longo da superfície das fibras com o perfil de tensões em ensaios de arrancamento simples (*pull-out test*), onde também são observadas concentrações nas extremidades, embora sejam ensaios em grandes escalas, quando comparados com o arrancamento de fibras (BRANDT, 1995; BEER, JOHNSTON, EISENBERG, 2006, CAETANO, 2008, GRAEFF, 2007).

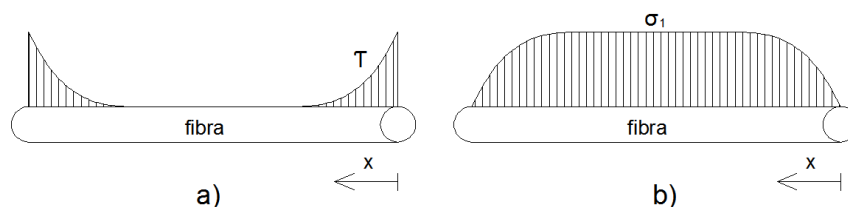


Figura 24: Distribuição de tensões nas fibras (BENTUR E MINDESS, 2007; BRANDT, 2009).

Quando for excedida a resistência de cisalhamento interfacial τ_{au} a transferência de tensões deixará de ser elástica e se dará pelo escorregamento através do atrito; este processo ocorre após a formação da primeira fissura e é configurado como a segunda fase no comportamento da interface fibra matriz. É neste momento que a matriz se apresenta fissurada e as fibras atuam como pontes de transferência de tensões. Desta forma, τ_{fu} é caracterizada como a resistência máxima de corte por atrito que pode ser suportada na interface, visualizado na Figura 25, configurando destarte, uma região onde a fibra está descolada da matriz. Assim, pode-se dizer que o mecanismo predominante na pós-fissura é a transferência de tensões por atrito (ACI 544.1 R-96, 2002; BENTUR e MINDESS, 2007; NUNES e AGOPYAN, 1998).

Após a resistência ao cisalhamento τ_{au} chegar ao máximo, o mecanismo de transferência passa a ser constituído por atrito e podem ocorrer dois fenômenos: o *Slip-Hardening*, também conhecido como endurecimento, quando ocorre um aumento da resistência ao cisalhamento com aumento da capacidade de carga, e o *Slip-Softening*, ou amolecimento, que se configura por uma perda de capacidade de carga pós-ruptura. Adicionalmente, pode-se observar na Figura 25 que além destes comportamentos, pode ocorrer uma curva com atrito ideal onde se manteria o mesmo patamar de tensão de pico da zona pré-craqueada (BENTUR E MINDESS, 2007).

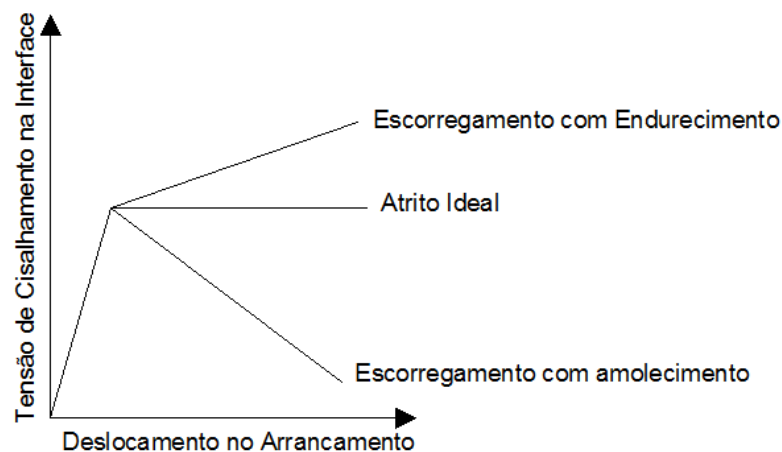


Figura 25: Relações entre tensão de cisalhamento e o ensaio de arrancamento (BENTUR E MINDESS, 2007).

Os processos de transferência por atrito, descritos anteriormente, podem muitas vezes ser combinados entre si para contemplar o comportamento real da fibra e sua interface. Alguns fatores são importantes neste comportamento como a área superficial da fibra, o tipo de fibra,

a relação a/c , as deformações, os ângulos e orientações da fibra, o efeito Poisson, as tensões normais que se desenvolvem na interface das fibras em relação à carga aplicada e as relações entre as tensões de cisalhamento pré e pós-ruptura. Todos os fatores devem ser considerados em um comportamento mais realístico - por exemplo, um fator a/c acima de 0,4 faz com que se precise de outros tipos de auxílio mecânico para uma boa transferência de cargas (BENTUR E MINDESS, 2007; NUNES; AGOPYAN, 1998).

Devido a todos os fatores citados nos parágrafos anteriores em relação à pré-fissura e a pós-fissura, pode ocorrer uma combinação de comportamentos e o processo de transferência de tensões pré-ruptura e pós-ruptura pode ser gradual, ocorrendo a ruptura da matriz e, concomitantemente, a interface apresentar região com aderência, configurando, assim, uma combinação entre um cisalhamento elástico e também com tensões de atrito. Deste modo, gera-se um descolamento da fibra e ao mesmo tempo escorregamento, aumentando a abertura das fissuras; este processo gera um aumento na absorção de energia e as trincas crescem controladamente. Visualiza-se esse comportamento na Figura 26 (BENTUR e MINDESS, 2007).

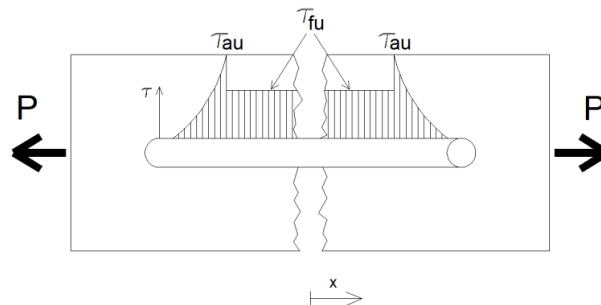


Figura 26: Distribuições de tensões de cisalhamento com descolamento da fibra antes de fissura (BENTUR e MINDESS, 2007).

Quando a matriz está fissurada, é importante visualizar que a tensão máxima de cisalhamento ocorre na proximidade da fissura e não nas extremidades como no modelo pré-fissurado citado anteriormente. Gradativamente neste modelo vai ocorrendo o descolamento da fibra, mesmo que não necessariamente tenha sido excedido o cisalhamento elástico, ocorrendo falha por adesão entre a matriz cimentícia e a fibra, assim configurando-o como um compósito, no qual o comportamento elástico excedeu o limite da adesão, como observado na Figura 27 (ACI 544.1 R-96, 2002; BENTUR e MINDESS, 2007).

Na Figura 27 observa-se um exemplo onde não ocorreu o descolamento da fibra antes da nucleação do compósito, não existindo um patamar de cisalhamento elástico (BENTUR E MINDESS, 2007).

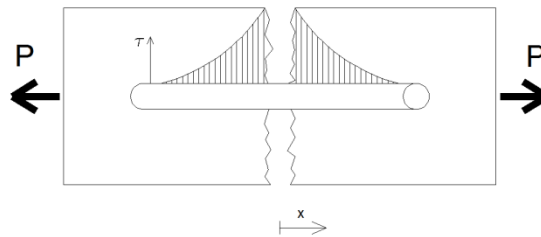


Figura 27: Distribuições de tensões de cisalhamento sem descolamento da fibra antes de fissura (BENTUR E MINDESS, 2007).

Na Figura 28 observa-se o comportamento da fissura em relação à fibra, sendo que no momento que a fissura alcança a fibra, as tensões de cisalhamento aumentam até atingir o limite τ_{au} , sendo que neste momento ocorre o descolamento da fibra na região próxima a fissura, enquanto que nas extremidades a fibra continua aderida a matriz de concreto.

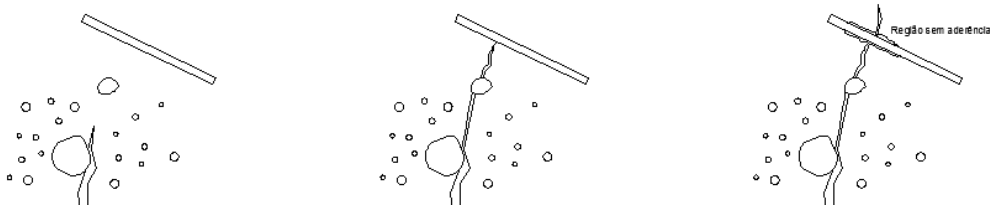


Figura 28: Propagação da fissura até alcançar a fibra (adaptado: BRANDT, 2009).

Bentur e Mindess (2007) explicam que em relação às ligações químicas entre fibra e a matriz, existem alguns fatores que tem grande influência na transferência de esforços, a saber, o processo de cura, a porosidade da matriz, a adições de finos e a utilização de polímeros.

O processo de transferência pelos diferentes métodos explicados anteriormente pode não ser suficientemente eficiente para alguns tipos de fibras, cuja aderência ou propriedades não sejam adequadas, assim neste caso utilizam-se outros mecanismos de transferência de esforços de modo que mudanças na geometria da fibra possam ser necessárias, como a inserção de ancoragens, e.g. ganchos, ou mudanças complexas na geometria, como corrugação das fibras para melhoria na transferência de esforços. Existe uma série de fatores que são importantes e serão debatidos nos próximos subitens (NUNES, TANESI, FIGUEIREDO, 1997; NUNES e AGOPYAN, 1998; SHAH e SKARENDAHL, 1985).

Existe uma relação entre o módulo de elasticidade longitudinal e o comprimento das fibras. Quando se tem um alto módulo e o comprimento maior que o l_c , existe um progressivo descolamento da fibra por atrito, caso contrário, quando o comprimento for menor que l_c , pode ocorrer ruptura catastrófica. Já em fibras com baixo módulo, quando o comprimento for menor que l_c ocorre ruptura catastrófica, ao passo que quando o comprimento da fibra estiver entre o mínimo e o limite elástico, a ruptura é progressiva (BENTUR e MINDESS, 2007).

O módulo de elasticidade final pré-ruptura do compósito é definido basicamente pelo módulo de elasticidade da matriz, uma vez que a contribuição do módulo das fibras pré-ruptura é muito pequena (BENTUR E MINDESS, 2007).

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são descritos todos os procedimentos e os materiais utilizados para a confecção dos corpos de prova (CPs), bem como a fabricação do concreto e os ensaios que foram realizados no LEME-UFRGS (Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais).

5.1 ESTRATÉGIA DE PESQUISA

Para alcançar os resultados foram estabelecidas algumas metas e foi estipulada uma sequência de atividades, de maneira a minimizar a quantidade de imprevistos. Na primeira etapa, após a revisão bibliográfica, foram definidas as características do concreto e os ensaios que seriam realizados na pesquisa. Foram definidos os parâmetros que se deseja alcançar nos ensaios experimentais que são fundamentais para o desenvolvimento de uma etapa posterior do trabalho, levando em consideração a estimativa da energia da fratura e o dimensionamento de pisos: resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade, tenacidade, energia da fratura e as curvas de $F \times \delta$ do comportamento do CRFA.

De posse das propriedades necessárias, foram selecionados alguns traços de acordo com a revisão bibliográfica para uma pré-dosagem e escolha do traço que se adequava melhor aos padrões exigidos para pisos industriais e para concretos reforçados com fibras. Após a definição dos traços, foi realizado um ajuste para as condições que deveriam ser atendidas tanto no requisito do concreto com fibras como no requisito dos pisos industriais.

Das diversas fibras encontradas no mercado, foram escolhidas para estudo as fibras de aço, que apresentam um melhor desempenho pós-fissuração, se comparadas às fibras poliméricas como as de polipropileno (GUIMARÃES, 2010). Dentre os diversos tipos de fibras de aço, as mais utilizadas para pisos industriais são fibras mais robustas. Assim foram escolhidas, para esta pesquisa as fibras com fatores de forma FF/65 e FF/80 (BELGO. BEKAERT ARAMES, 2013; FIGUEIREDO, 2000).

A partir desta definição foram realizados ensaios para verificação das características mecânicas e reológicas do concreto. Foram realizados ensaios de flexão a três pontos e de flexão a quatro pontos em vigas de CRFA, que são comumente utilizados para avaliar o aumento de tenacidade do compósito. Também foram realizados ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade. Para estes ensaios, optou-se por concretar CPs

cilíndricos de 10 (diâmetro) x 20 (altura) cm, além de blocos de 20 (largura) x 30 (altura) x 45 (comprimento) cm para uma posterior extração de CPs cilíndricos, verificando-se assim o efeito de borda e a influência na orientação das fibras. Com a realização destes ensaios é possível fazer uma posterior comparação dos dois comportamentos. Para verificação da consistência no estado fresco foi adotado o ensaio da Mesa de Graff, com o qual se afere o espalhamento e a plasticidade do concreto (FIGUEIREDO, 2000; QUININO, 2015).

Para avaliar o comportamento das fibras no CRFA, foram propostos três teores de inserção na matriz cimentícia: 0,25%, 0,35% e 0,60% sobre o volume total de concreto que após a conversão para kg/m^3 pode-se obter em torno de 20 kg/m^3 , 28 kg/m^3 e 46 kg/m^3 . Estes teores estão dentro dos padrões utilizados pelas indústrias na confecção de pisos industriais (RODRIGUES et al., 2006).

Foram utilizadas 3 (três) amostras para os ensaios de flexão. Em relação aos ensaios de compressão e módulo de elasticidade foram utilizados 6 (seis) CPs para avaliação das características.

O traço da matriz estipulado para esta pesquisa foi escolhido da bibliografia, dentre diversos traços existentes para CRFA, utilizado no trabalho dos autores Figueiredo et al (2012). Salienta-se que este traço foi definido após uma avaliação experimental preliminar. Desta forma, o traço escolhido foi 1: 2,50: 3,10, sendo respectivamente cimento, areia e brita. A relação água/cimento utilizada foi de 0,55, o *slump* (abatimento), foi estabelecido em $100 \text{ mm} \pm 20 \text{ mm}$ e o teor de argamassa (α) foi estipulado em 0,53. Optou-se por utilizar o Cimento CPV, que é utilizado de forma bastante ampla em laboratórios, devido a sua grande quantidade de clínquer em comparação com os demais e sua alta resistência nas idades iniciais.

Na Figura 29 visualiza-se a distribuição de variáveis em relação aos ensaios que foram realizados.

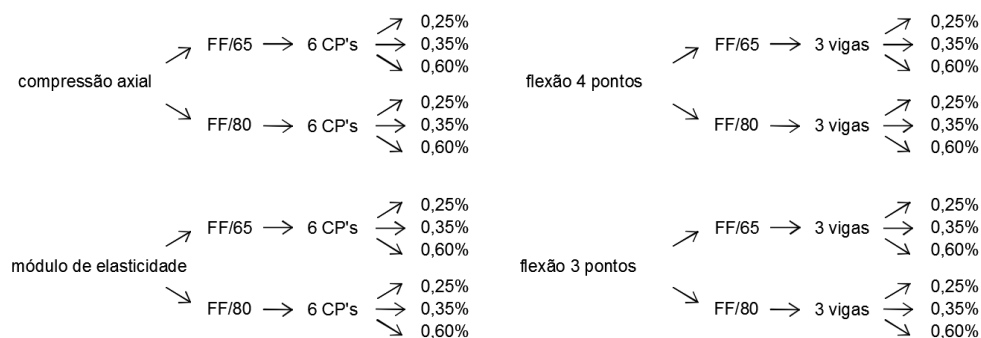


Figura 29: Esquema das variáveis e os ensaios realizados.

No próximo item estão descritos os materiais que foram utilizados nesta pesquisa.

5.2 MATERIAIS

Este item apresenta uma descrição dos materiais utilizados para a confecção dos corpos de prova utilizados nesta pesquisa.

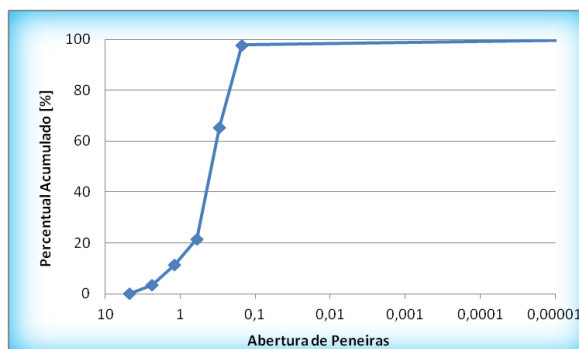
5.2.1 Cimento

O cimento utilizado como aglomerante foi fornecido pela Votorantim do tipo CPV. De acordo com a NBR 6474 NM 23 (ABNT, 2001), foi determinada a massa específica do cimento através do ensaio do frasco de Le Chatelier, que forneceu um valor de $2,93 \text{ g/cm}^3$.

5.2.2 Agregado Miúdo

O agregado miúdo utilizado foi areia média, extraída do Rio Jacuí. Para verificação das propriedades deste material foram realizados ensaios de granulometria de acordo com a NBR NM 248 (ABNT, 2003) e também foi verificada a massa específica da areia de acordo com a NBR NM 52 (ABNT, 2009). As amostras foram mantidas em estufa com temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$, depois realizados os ensaios em agitador mecânico, e posteriormente, verificada a quantidade de massa em cada peneira. Na Tabela 24, do anexo A, está representada a distribuição granulométrica da areia.

Na Figura 30, está representada a curva granulométrica da areia, a quantidade retida nas peneiras com maior abertura foi menor em relação à quantidade retida nas peneiras menores, o que justifica o formato da curva.



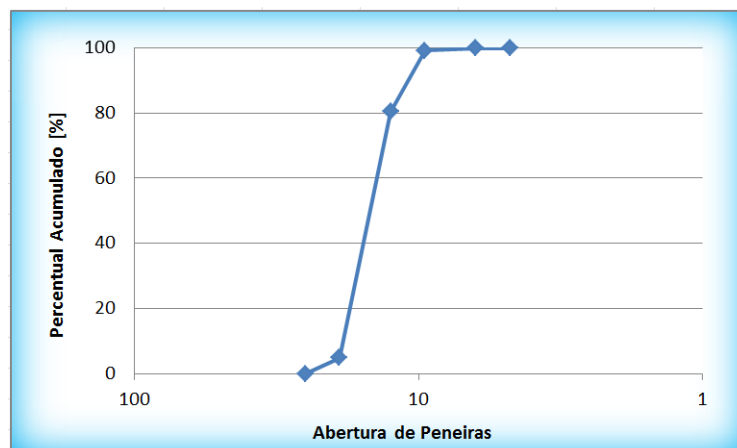


Figura 31: Granulometria do agregado graúdo.

Na Tabela 26, localizada no anexo A, estão apresentadas as propriedades dependentes da porosidade e características condicionantes da exposição e da fabricação do agregado graúdo.

5.2.4 Fibras

As fibras adotadas para esta pesquisa são fibras de aço da Dramix da família 3D (BELGO BEKAERT, 2013). Estas fibras são fabricadas a partir do fio Máquina da Arcelor Mittal, que posteriormente é convertido em fios de aços trefilados, dos quais são produzidas as fibras. Dentre os diversos tipos de fibras, a utilizada na pesquisa é a fabricada em pentes colados. De acordo com a NBR 15530 (ABNT, 2007), as fibras utilizadas nesta pesquisa podem ser classificadas como do tipo A, com ganchos de ancoragens nas extremidades e a classe da fibra é a I, fibra oriunda de arame trefilado a frio. Na Figura 32 está apresentado o formato de como são fornecidas as fibras na embalagem.



Figura 32: Fibras coladas em pentes.

A NBR 15530 (ABNT, 2007) preconiza alguns ensaios para verificação de algumas características físicas das fibras, como o fator de forma, um dos parâmetros mais importantes para estudo de fibras. Desta forma, foram coletadas 60 fibras das embalagens e verificadas as

respectivas geometrias. Os ensaios foram realizados com auxílio de um paquímetro digital. Na Tabela 1 estão descritos os resultados da geometria para a fibra FF/65 e para a fibra FF/80.

Tabela 1: Resultados dos ensaios da geometria para fibra FF/65 e FF/80.

Fibra Fator de Forma 65	
Comprimento médio (mm)	Diâmetro Equivalente Médio (mm)
60	0,73
Fibra Fator de Forma 80	
Comprimento médio (mm)	Diâmetro Equivalente Médio (mm)
59,55	0,86

Com os resultados destes ensaios chegou-se a um fator de forma de 82,19 para as fibras FF/80 e de 69,46, para as fibras FF/65. Os resultados indicam um erro de 2,7% para o FF/80, e um erro 6,5% para o FF/65, mas que ainda assim não configura uma grande discrepância.

Foi realizado ensaio de dobramento, de acordo com NBR 15530 (2007), no qual se dobra a fibra em ângulo de 90 graus e se verifica se elas suportam este processo. Constatou-se que todas as fibras foram aprovadas neste ensaio. Na Figura 33 pode-se visualizar este ensaio sendo realizado.

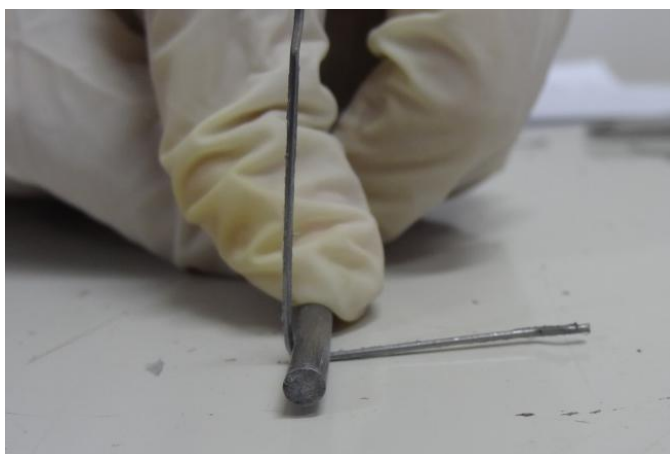


Figura 33: Ensaio de dobramento em fibras.

5.2.5 Aditivo

Nesta pesquisa foi utilizado o aditivo superplastificante Glenium 54, da BASF, para ajuste do abatimento e espalhamento na fase final das concretagens, um líquido livre de cloretos, que

atua como dispersante do material cimentício. De acordo com BASF (2014) a massa específica é em torno de $1,067 \text{ g/cm}^3 - 1,107 \text{ g/cm}^3$, com pH entre 5 e 7.

5.3 DOSAGEM DO TRAÇO DA PESQUISA

A escolha do traço principal da pesquisa foi realizada através de um estudo prévio de dosagem. Esse estudo partiu de uma seleção inicial, baseada na revisão bibliográfica, de quatro traços que se adequavam às condições do CRF para pisos e que se enquadravam nas características especificadas no item 3.5. Estes traços foram concretados e testados para verificar a eficiência e desempenho. As concretagens serviram para avaliar o comportamento reológico no estado fresco dos materiais usados nesta pesquisa. Os traços selecionados para estudo estão especificados no quadro 02, e foram todos moldados com um teor de fibras 0,6% sobre o volume total de concreto. Avaliou-se, desta forma, o impacto na mistura da inserção do teor máximo optado nesta pesquisa. O tipo de fibra escolhida nesta etapa foi a FF/80.

Traço: cimento: areia: brita: a/c	Autor
1: 2,50: 3,10: 0,60	Figueiredo; Antequera; De Cea; Salvador; Escariz (2012)
1: 1,77: 2,50:0,50	Figueiredo; Nunes; Tanesi (2000)
1: 2,90: 3,60: 0,57	Quinino; Rodrigues; Bittencourt; Silva Filho (2006)
1: 1,65: 2,35: 0,55	Nunes; Agopyan (1998)

Quadro 02: Traços utilizados na pré-dosagem do concreto.

Nas concretagens observou-se a fluidez e a plasticidade de cada mistura principalmente mediante a inserção de fibras. Quinino (2015) afirma que problemas na trabalhabilidade e na coesão das fibras com a matriz podem ocasionar perda de desempenho final. A Tabela 2, a seguir, apresenta as características físicas e reológicas aferidas no estado fresco.

Tabela 2: Características físicas e reológicas dos traços analisados FF/80.

Traço	I	II	III	IV
m (agregados)	5,6	4,32	6,5	4
Teor de argamassa (α)	53,03	52,07	52	53
Consumo de Cimento (kg/m^3)	339,47	408,70	304,17	429,75
Aditivo (%)	0,185	0,16	0,67	0
Abatimento final (cm)	13,5	13	9,5	17,5
Fluidez	2,475	2,1	2,05	2,6

Observa-se que os traços II e IV são mais ricos em quantidade de cimento quando comparados aos traços I e III e, conseqüentemente, são economicamente menos viáveis em relação ao traço I e III. Assim, os traços I e III apresentam um menor consumo de cimento.

Observa-se que em relação ao abatimento, o traço III mostrou-se pouco eficiente, e por consequência necessita de uma maior energia na moldagem em relação aos demais. Avaliando a fluidez (espalhamento), os traços I e IV apresentaram melhores resultados quanto à relação de desempenho com as fibras. Porém, neste aspecto em relação com as outras misturas, não apresentaram uma diferença tão sensível. No anexo B estão apresentados os resultados das dosagens.

O traço I apresenta bons resultados se comparado aos outros, contudo, quando se analisa a resistência à compressão, Figura 34, apresenta um comportamento inferior aos demais.

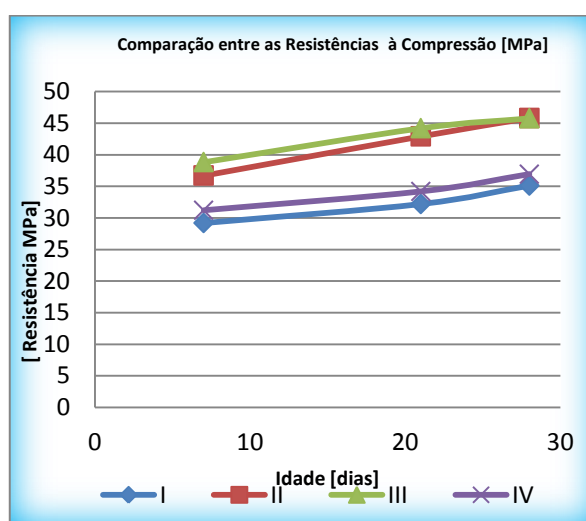


Figura 34: Comparação entre as resistências à compressão axial.

Assim, após a realização destas análises, o traço I apresentava boas características em relação às propriedades reológicas no estado fresco, com a mistura se apresentando de forma consistente, e com as fibras se dispersando de forma uniforme na mistura. Desta maneira, optou-se então por refazê-lo, reduzindo a relação a/c , buscando-se o aumento da resistência à compressão. A perda na trabalhabilidade foi compensada com o aumento no teor de aditivo. Este traço I foi refeito algumas vezes com o intuito de aprimorá-lo para as concretagens principais. Com estas re-dosagens, e redução da relação a/c , conseguiu-se um aumento na resistência para 39,5 MPa. Estabeleceu-se então o traço para esta pesquisa, que foi de 1:2,5:3,1 com uma relação $a/c = 0,55$. Observando-se que a quantidade de aditivo inserida variou de acordo com o teor de fibra acrescentado.

5.4 PREPARAÇÃO DOS CPs

A preparação dos CPs para os ensaios incluiu diversas etapas de vital relevância para contribuir para a qualidade dos resultados finais. Todas as etapas foram executadas com atenção aos detalhes, evitando ao máximo as adversidades. As etapas de preparação dos CPs para os ensaios são as seguintes: preparação das formas, pesagem dos materiais, concretagem, desmoldagem, cura e, por final, a preparação dos CPs para seus respectivos ensaios. Foram executadas 7 (sete) concretagens para a realização dos ensaios nas vigas em três e quatro pontos e para os demais ensaios de caracterização mecânica. Em cada concretagem foi usado um teor de fibra, e na Tabela 3 estão especificados cada um dos teores e o tipo de fibra.

Tabela 3: Sequência de concretagens das vigas.

Concretagem	I	II	III	IV	V	VI	VII
Teor/ FF	0,60% FF/80	0,60% FF/65	0,25% FF/80	0,25% FF/65	0,35% FF/80	0,35% FF/65	Testemunho

A preparação das formas é a primeira etapa da preparação dos CPs. Nesta etapa foi verificado, com auxílio de uma trena, se todas as formas obedeciam às dimensões exigidas nas normas para os ensaios. Foi também verificada se todas as partes estavam bem fixadas, sem desníveis e sem possibilidade de vazamentos do concreto (Figura 35).



Figura 35: Formas utilizadas na pesquisa.

As concretagens, como já citado anteriormente, foram realizadas no LEME-UFRGS, em ambiente climatizado com temperatura constante em $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. Os materiais utilizados foram todos pesados em balanças eletrônicas, depois adicionados à betoneira da mesma forma que no concreto convencional, conforme mostra a Figura 36. Após a mistura de todo o material, foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone, conforme a NBR 7223 (ABNT, 1992), verificando desta forma a consistência de cada uma das misturas. Posteriormente, foram adicionadas as fibras à mistura, e em seguida a este procedimento, em

todas as concretagens, foram medidos novamente os abatimentos e também a fluidez da mistura de acordo com o ensaio da Mesa de Graff, realizado conforme a NBR NM 68 (ABNT, 1998).



Figura 36: Aparência do concreto na betoneira.

5.4.1 Ensaio de Abatimento de Tronco de Cone

Um dos ensaios mais utilizados na verificação do estado fresco do concreto é o ensaio de abatimento de tronco de cone (*Slump Test*), que deve ser realizado seguindo os preceitos da NBR 7223 (ABNT, 1992). Nesta pesquisa este ensaio foi realizado antes e depois da inserção de fibras na mistura, para avaliar a perda de trabalhabilidade, e subsequentemente, o impacto das fibras na consistência do concreto. Apesar de ser um ensaio com características estáticas, e por este motivo não aconselhável para misturas com inclusão de fibras, optou-se por mantê-lo devido ao fato de ser um ensaio muito utilizado em obras, e com ele consegue-se ter uma estimativa da consistência do concreto, mesmo que somente para fins comparativos entre as misturas analisadas. Foi estipulado para esta pesquisa o abatimento de tronco de cone em $130 \text{ mm} \pm 20 \text{ mm}$. O ensaio de *slump* mostrava-se sempre maior antes da colocação de fibras (NUNES; TANESI, FIGUEIREDO, 1997). Como foram adicionados teores diferentes de fibras em cada concretagem, o abatimento era ajustado com auxílio de aditivo superplastificante em porcentagens diferentes em relação ao peso do cimento. A Figura 37, mostra o abatimento de uma das amostras.



Figura 37: Ensaio de abatimento de tronco de cone após a inclusão das fibras.

Na Tabela 4 pode-se visualizar os resultados dos abatimentos de tronco de cone das concretagens finais com adição das fibras.

Tabela 4: Valores de abatimentos de tronco de cone.

Concretagem	I	II	III	IV	V	VI	VII
Abatimento (cm)	15	11,5	15,5	11,5	12,5	15	11

5.4.2 Ensaio da Mesa de Graff

Com a adição de fibras ao concreto tem-se um aumento da coesão e do peso específico quando comparado a um concreto convencional. As fibras também aumentam a área superficial global da mistura demandando maior água de molhagem. Assim, a análise estática do concreto com a inserção de fibras não é eficiente, uma vez que o concreto é enrijecido com as fibras, o que pode distorcer os resultados de consistência. Portanto, testes como o abatimento de tronco de cone não são eficientes, de acordo com Bentur e Mindess (2007), e devem ser usados com cautela para essas misturas. Desta forma, recomendam-se ensaios que tenham efeitos dinâmicos.

Existem diversos ensaios que avaliam este comportamento, porém nesta pesquisa foi escolhido o ensaio de espalhamento da Mesa de Graff (ARQUEZ, 2010; QUININO, 2015). Este ensaio é muito similar ao *Slump Test*, consiste em uma fina chapa de aço fixada em uma mesa com dimensões de 70 x 70 cm, com duas dobradiças possibilitando o movimento de subida e descida da mesa, e assim fornece-se a energia potencial ao sistema, que posteriormente transforma-se em cinética (Figura 38).

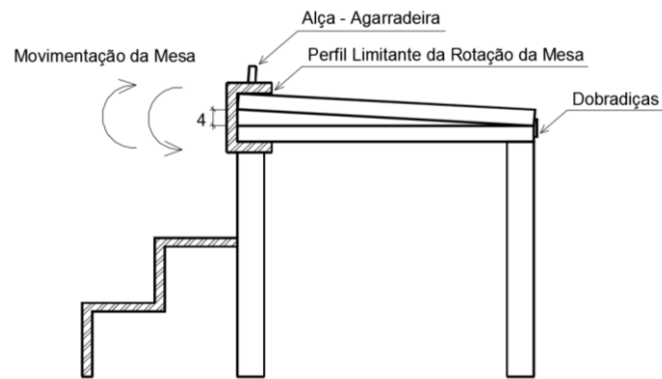


Figura 38: Esquema da Mesa de Graff.

Para realização do ensaio é necessário um cone metálico de chapa de aço que deve ter as seguintes dimensões: 20 cm de altura, 13 cm de diâmetro superior e 20 cm de diâmetro inferior, conforme a NBR NM 68 (ABNT, 1998). Também se necessita de um soquete de madeira com as seguintes dimensões: 40 cm de altura com seção de 4 x 4 cm.

Após a mistura do concreto, o cone é preenchido em duas camadas com 10 golpes cada. Posteriormente, após a retirada do molde do cone são realizados 15 movimentos na mesa em um período de 15 segundos. Na Figura 39 pode-se observar o concreto após a realização do ensaio. A seguir, medem-se as duas maiores dimensões da amostra, calculando-se posteriormente a média.



Figura 39: Ensaio da Mesa de Graff.

A fluidez da mistura é avaliada com a equação 03.

$$f = \frac{D}{200} \quad (\text{equação 03})$$

Onde f é a fluidez em mm/mm e D é a média dos diâmetros calculados em mm. E assim, na Tabela 5 estão apresentados os resultados da fluidez do concreto no estado fresco.

Tabela 5: Valores de fluidez.

Concretagem	I	II	III	IV	V	VI	VII
Fluidez (mm/mm)	2,43	2,36	2,5	2,31	2,64	2,20	2,24

5.4.3 Moldagem, Cura e Preparação dos CPs para Ensaio

Após a verificação das propriedades do concreto no estado fresco, foi realizada a concretagem do mesmo nas formas. A norma Japonesa JSCE-SF2 (JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 1984) – *Method of Making Specimens for Strength and Toughness Tests of Steel Fiber Reinforced Concrete*, preconiza que o concreto seja colocado na região central (1) primeiramente, pois é onde ocorre o momento máximo fletor em vigas fletidas, depois nas regiões de número 2, conforme mostra a Figura 40. Os CPs foram adensados com vibrador do tipo agulha na parte externa da forma.



Figura 40: Ordem de colocação da mistura de concreto nas formas (JSCE, SF2, 1984).

Na Figura 41 pode-se visualizar o concreto no estado fresco após moldagem em uma das formas.



Figura 41: Vigas recém concretadas.

Após a execução do concreto os CPs foram mantidos durante 24h em temperatura ambiente do laboratório, sendo posteriormente desmoldados e colocados em uma câmara úmida com temperatura de $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ e umidade relativa acima de 95%. Após 28 dias de cura os CPs foram retirados da câmara úmida e preparados para os ensaios. As vigas de flexão a três pontos foram cortadas em serra de corte circular para produzir um entalhe de 25 mm no centro do vão.

Além da preparação das vigas para os ensaios de flexão a 3 e 4 pontos, também foram moldados CPs cilíndricos para ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade. Foram também moldados blocos de concreto para posterior extração de corpos de prova cilíndricos e consequente realização de ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade, para comparação com os CPs moldados. A Figura 42 mostra o procedimento de extração de corpos de prova sendo realizado.



Figura 42: Extração dos blocos.

5.5 ENSAIOS MECÂNICOS

Para fazer a comparação entre os teores de fibras, e determinar os parâmetros necessários para a caracterização do material, alguns ensaios foram estabelecidos: compressão axial simples, tração indireta na flexão e módulo de elasticidade. As metodologias destes ensaios serão abordadas nos próximos itens.

5.5.1 Ensaio de Compressão Axial Simples

Para o controle tecnológico das concretagens foram realizados ensaios de compressão axial simples seguindo os preceitos da NBR 5739 (ABNT, 2007). Neste ensaio além dos CPs cilíndricos convencionais de 10 x 20 cm, também foram ensaiados CPs extraídos de blocos,

com as mesmas dimensões de 10 x 20 cm, que foram moldados em blocos para evitar o efeito de borda e orientação das fibras (FIGUEIREDO, 2000). A extração foi realizada seguindo os preceitos da NBR 7680 (ABNT, 2007b). Os CPs foram ensaiados aos 35 dias devido ao fato de ser priorizado o tempo de 28 dias para os ensaios de flexão. Os CPs foram moldados de forma convencional, com formas cilíndricas, tendo uma média de 6 CPs por traço de concreto. Já para os CPs extraídos, foram obtidas 3 amostras por traço de concreto.

Os corpos de prova foram retirados da câmara úmida no dia do ensaio, com exceção dos blocos que foram retirados antes para extração e depois recolocados na câmara até a idade do ensaio. Em todos os CPs foram medidas as dimensões antes dos ensaios, para verificação de imperfeições geométricas. Foi adotado como alternativa de capeamento os suportes com neoprene, corrigindo-se desta forma possíveis imperfeições.

Os CPs foram ensaiados em uma prensa computadorizada da marca Shimadzu de 2000 KN, Figura 43. Para estes ensaios a velocidade de carregamento aplicada pela prensa foi de 0,45 MPa/s. Cada CP era ensaiado até a tensão máxima de ruptura.



Figura 43: Ensaio de compressão axial simples.

Foi realizada uma comparação de acordo com a equação 04, a lei de ajuste Abrams, no qual se levou em consideração as características dos traços de dosagem, para conferência de resultados. Este método de ajuste é embasado no método dos mínimos quadrados, para a resolução da equação e ajuste das constantes (FIGUEIREDO, 1997).

$$f_{c_{28}} = \frac{K_1}{K_2^{a/c}} \quad (\text{equação 04})$$

Na equação 04 têm-se f_{c28} é a resistência à compressão aos 28 dias, enquanto a/c é a relação água cimento. K_1 e K_2 são constantes.

5.5.2 Ensaio de Módulo de Elasticidade

Os ensaios de módulo de elasticidade foram realizados de acordo com a NBR 8522 (2008), a qual preconiza a utilização de CPs cilíndricos do mesmo formato do ensaio de compressão axial, ou seja, 10 x 20 cm. O ensaio é realizado com auxílio de LVDTs (*Linear Voltage Differential Transducer*), medidores de deslocamentos com um núcleo ferromagnético, os quais são fixados ao CP permitindo a medição da variação de uma dimensão linear de referência de acordo com a carga aplicada. O ensaio deve ser realizado com ciclos de carga e descarga, todavia, devido a restrições na prensa, optou-se por realizar o ensaio com apenas um ciclo de carregamento. Primeiramente os CPs foram ensaiados até a carga de ruptura, a seguir foram realizados em outros CPs a aplicação da carga até 30% da carga de ruptura à compressão. Assim, após o ensaio foi verificada a inclinação da curva tensão x deformação no intervalo entre 0,5 MPa e 30% da carga máxima de compressão, caracterizando o módulo de elasticidade longitudinal do material. Na Figura 44 observa-se o ensaio de módulo de elasticidade sendo realizado.



Figura 44: Ensaio de módulo de elasticidade.

5.5.3 Ensaio de Tração na Flexão em Vigas

O ensaio de flexão é muito utilizado para o estudo do concreto com fibras, pois através do ensaio é possível visualizar o ganho de energia, e a modificação de comportamento na região

plástica pós-ruptura, proporcionado ao compósito pelas fibras, e também a resistência residual do concreto. Dentre os ensaios de flexão existentes, nesta pesquisa foram escolhidos os ensaios de flexão a três e a quatro pontos, pois são ensaios em que se pode estudar e avaliar alguns parâmetros como a energia de fratura do compósito, a abertura de fissura e o ganho de tenacidade. Neste trabalho, optou-se por adotar três metodologias para o estudo de flexão a 4 pontos, e uma metodologia de estudo a 3 pontos na flexão. Essas metodologias são muito similares com poucas variações, podendo-se avaliar a tenacidade do compósito. A seguir serão descritos os procedimentos que foram adotados para a realização dos ensaios de flexão a 4 pontos de acordo com as normas JSCE-SF4-n.4 (JSCE, 1984), ASTM C 1609 (ASTM, 2010) e NBR 12142 (ABNT, 1991). Os ensaios de flexão a três pontos possibilitam estudar os mecanismos de fratura do compósito e de abertura das fissuras, sendo que para a realização deste ensaio foi selecionada a norma EN 14651 (EN, 2005).

5.5.3.1 Ensaio de Flexão a 4 Pontos

A metodologia do ensaio de flexão a quatro pontos compreende basicamente na aplicação de uma velocidade de carregamento constante sobre vigas de concreto previamente moldadas. Como a geometria das vigas é a mesma nas três normas, JSCE-SF4-n.4 (JSCE, 1984), ASTM C 1609 (ASTM, 2010) e NBR 12142 (ABNT, 1991), pode-se extrair com os mesmos ensaios diferentes resultados. Cabe salientar que existem diferenças nas velocidades de carregamentos, porém devido a limitações do equipamento foi utilizada sempre a mesma velocidade.

As dimensões das vigas devem estar de acordo com o tamanho da fibra: de acordo com a Norma JSCE-SF4 n.4 (1984), quando o comprimento da fibra for $< 40 \text{ mm}$ recomenda-se adotar a seção transversal de $10 \times 10 \text{ cm}$, caso contrário, se o comprimento da fibra for $> 40 \text{ mm}$ é recomendado que a seção transversal tenha $15 \times 15 \text{ cm}$, portanto, de acordo com as fibras utilizadas convencionou-se adotar a seção das vigas com 15 cm de largura e 15 cm de altura. De acordo com as NBR 12142 (ABNT, 1991) e a Norma C1609 (ASTM, 2010) a dimensão da aresta da seção transversal deve ser o vão livre L dividido por 3 ($L/3$). Desta forma, o comprimento de vão livre é de 45 cm , e a dimensão total das vigas é de 50 cm . Na Figura 45 pode-se observar as dimensões das vigas para os ensaios de flexão a 4 pontos. A Norma Japonesa JSCE-SF2 n.3 (JSCE, 1994) – *Method of Making*

Specimens for Strength and Toughness Tests of Steel Fiber Reinforced Concrete, preconiza o número mínimo de 3 CPs por lote.

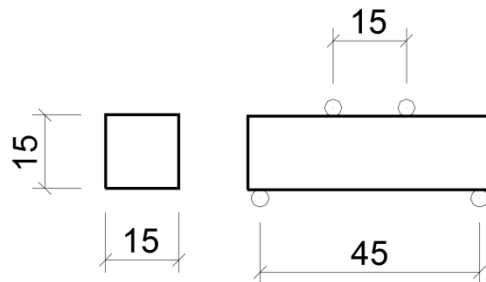


Figura 45: Dimensões da viga (unidades em cm).

Para a realização do ensaio foi construído um sistema para apoiar as vigas, que compreende em dois perfis I metálicos com dois cutelos em cima de cada, que permitem a rotação na direção longitudinal. No prato superior da prensa é fixado um aparato circular metálico também com dois cutelos, que são os apoios superiores, caracterizando desta forma a existência de uma região em que o momento fletor é constante. Esse sistema foi construído de forma que o carregamento seja aplicado de forma perpendicular na região superior e inferior sem que ocorram excentricidades, o que pode ser observado nas figuras Figura 46 e Figura 47.

Para determinar as deflexões centrais, LVDTs são fixados à viga com auxílio de um sistema metálico, que por sua vez é fixado na viga com auxílio de pinos conforme Figura 46. São instalados dois LVDTs em cada lado da viga; assim, consegue-se obter uma média das deflexões da viga, e sem as interferências de meios externos e acomodações da prensa (BARR et al, 1996). Os LVDTs são conectados à prensa e a um computador que controla a aquisição de dados. O sistema também é conhecido como sistema Yoke, consistindo um aparato que é fixado longitudinalmente à viga visualizada na Figura 46 (FIGUEIREDO, 2000; NBR 12142 (ABNT, 1991)). Na Figura 47 pode-se visualizar o ensaio em andamento.

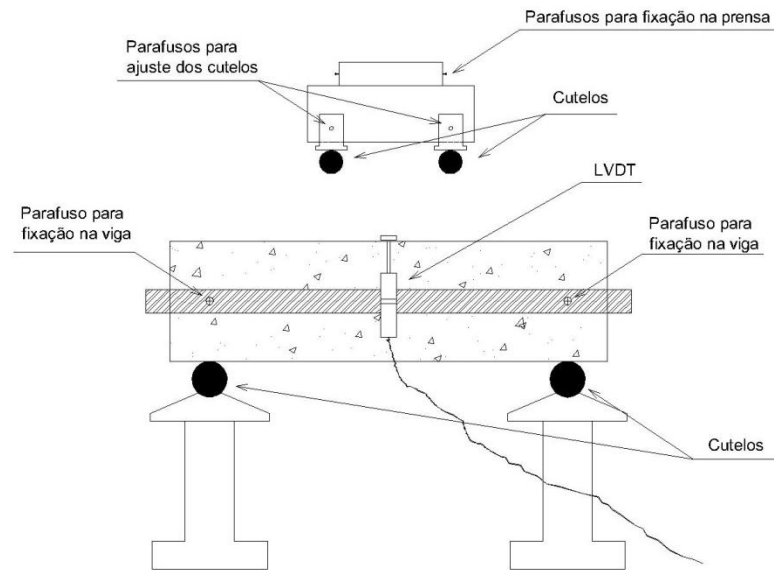


Figura 46: Sistema Yoke para posicionamento dos LVDT na viga – flexão 4 pontos (adaptado de FIGUEIREDO, 2000).



Figura 47: Ensaio flexão a 4 pontos em andamento.

Os ensaios foram realizados em uma prensa hidráulica Shimadzu de 2000 kN, conectada a um computador que controla todo funcionamento. De acordo com a ASTM C 78-08 (ASTM 2009) a velocidade de carregamento do ensaio deve estar entre 0,86 e 1,21 MPa/min, já a NBR 12142 (ABNT,1991) expõe que a velocidade de carregamento deve estar entre 0,9 a 1,1 MPa/min. Um detalhe importante a se observar é que essas velocidades são dadas em tensão por minuto, desta forma, não se consegue ter um bom resultado após a ruptura, pois as tensões deixam de ser proporcionais às deformações. A JSCE-SF4 n.4 (JSCE, 1984) explicita que a velocidade de carregamento deve estar entre 0,15 mm/min e 0,3 mm/min.

Nos ensaios realizados no LEME a velocidade de carregamento empregada foi de 0,5 mm/min, devido a uma limitação do equipamento. No tratamento dos dados foram considerados os valores de deflexão dos LVDTs, δ_{tb} , em função do comprimento do vão da viga, ou seja, até 1/150 do vão. No caso desta pesquisa em que o vão é de 0,45 m, os resultados devem ser considerados, desta forma, até uma deflexão de 0,003 m.

Nos resultados, de acordo com a JSCE n.4 (1984), pode-se obter o trabalho dissipado no material a partir de um deslocamento, que também é definido como a tenacidade do compósito. Para mensurá-la empregam-se os dados de deflexão central e da força, e a partir deles pode-se utilizar algum método de integração numérica, que pode ser por trapézios, com a finalidade de aferir a área abaixo da curva. Nesta pesquisa a área abaixo da curva foi aferida através de integração e utilizando software *Auto-Cad* (FIGUEIREDO, 2000; FIGUEIREDO, 2011). A Figura 48 ilustra esquematicamente essa propriedade.

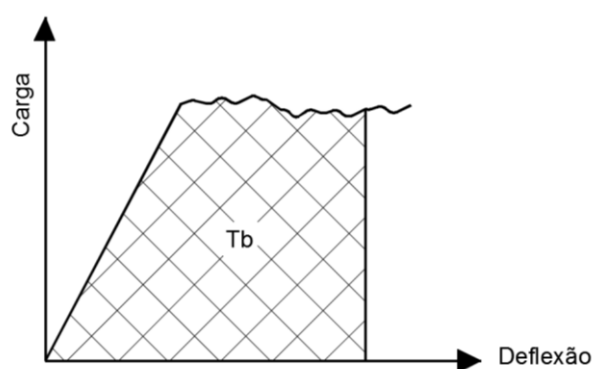


Figura 48: Determinação do fator de tenacidade (adaptado de FIGUEIREDO, 2000).

Os resultados dos ensaios são afetados diretamente pelo tipo de sistema de carregamento existente no laboratório. Existem dois sistemas, o *open loop* (sistema aberto) e o *closed loop* (sistema fechado), que basicamente consiste no tipo de controle que se tem da prensa. O sistema *open loop* é um sistema hidráulico em que a variável de controle é o deslocamento central do pistão, e não consegue controlar a velocidade de carregamento após a ruptura e pode ocorrer uma instabilidade pós-pico. Quando a matriz se rompe, o excesso de energia elástica é transferida para as fibras de maneira instantânea e neste momento as deformações são muito rápidas, um fenômeno típico de concreto com baixos volumes de inserção de fibras, neste momento a tenacidade é superestimada. O sistema *closed loop* é um sistema de controle digital mais preciso para controle de verificação da tenacidade. Neste sistema consegue-se um controle da velocidade de carregamento que pode ser tanto o deslocamento vertical quanto a abertura de fissura. A prensa, tendo uma alta rigidez, possibilita que a energia elástica liberada

no rompimento da matriz não seja liberada nos CPs que estão sendo ensaiados. A partir disto, consegue-se minimizar os efeitos de instabilidade pós-pico (GAPALARATNAM; GETTU, 1994, SALVADOR, 2013). A prensa utilizada nesta pesquisa, no LEME, possui um sistema *open loop*.

A partir da tenacidade obtida com a área embaixo da curva foi estimado o fator de tenacidade. Utilizando-se a equação 05 para obtenção deste fator de tenacidade (JSCE, SF-4 n.4, 1984).

$$FT = \frac{TB}{\delta_{tb}} \frac{l}{b.h^2} \quad (\text{equação 05})$$

Nesta equação 05, têm-se FT que é o fator de tenacidade na flexão em N/mm ou MPa, TB é a tenacidade na flexão em N.mm, δ_{tb} é a deflexão equivalente a l/150 em mm, b é a largura do corpo de prova em mm, h é a altura do corpo-de-prova em mm e l é o vão do corpo de prova mm.

Foram utilizadas, para efeito de cálculo as recomendações da NBR 12142 (ABNT, 1991). Para calcular a resistência à tração na flexão na ruptura do concreto de referência, utilizou-se a equação 06.

$$f_{ctm} = \frac{pl}{bd^2} \quad (\text{equação 06})$$

Pode-se ver na equação 06 que f_{ctm} é a resistência à tração na flexão em MPa, p é a carga máxima aplicada em N, l é a distância entre cutelos de suporte em mm, b é a largura média do corpo de prova na seção de ruptura em mm, d é a altura média do corpo de prova na seção de ruptura, em mm.

A Norma ASTM C1609 (2010) preconiza o cálculo da resistência residual em dois pontos específicos L/600 e L/150, com as mesmas dimensões do ensaio da norma japonesa, porém o ensaio deve ser realizado em duas velocidades distintas: até o deslocamento L/600 a velocidade deve ser de 0,06 a 0,12 mm/min, e entre L/600 e L/150 a velocidade deve ser entre 0,06 a 0,24 mm/min. Devido a limitações da prensa a velocidade utilizada no carregamento foi constante ao longo de todo o ensaio e igual a 0,5 mm/min. Assim, foi analisado o comportamento do CRFA com bases nas equações 07 e 08.

$$f_{d,L/600} = P_{d,L/600} \frac{L}{bd^2} \quad (\text{equação 07})$$

$$f_{d,L/150} = P_{d,L/150} \frac{L}{bd^2} \quad (\text{equação 08})$$

Onde $f_{d,L/600}$ é a resistência residual no deslocamento L/600, $P_{d,L/600}$ é a carga residual no deslocamento L/600, enquanto que $f_{d,L/150}$ é a resistência residual no deslocamento L/150, $P_{d,L/150}$ é a carga residual no deslocamento L/150, sabe-se que em relação a geometria L é o vão do ensaio em (mm), b é a base da viga em (mm), d é a altura da viga em (mm).

O ensaio da ASTM C1609 (2010) estuda determinados deslocamentos que são importantes na verificação dos estados limites aceitáveis em estruturas, deformação e abertura de fissuras, visto que de acordo como a NBR 6118 (ABNT, 2014) as estruturas devem obedecer a limites de deslocamentos aceitáveis para o bom desempenho. Em especificações sobre pavimentos que devem permanecer planos após o início dos carregamentos, se sugere que o deslocamento limite deve ser L/600.

5.5.3.2 Ensaio de Flexão a 3 Pontos

Entender como as fissuras se propagam e como as fibras agem melhorando a capacidade do concreto de absorver estas fissuras, é muito importante para compreender o comportamento do concreto (GAPALARATNAM e GETTU, 1994). O ensaio de flexão a 3 pontos da Norma EN 14651 (EN, 2005) é um ensaio que se mostra interessante para verificação de parâmetros da fratura, e também é um ensaio mais complexo se comparado ao de flexão a 4 pontos. É um ensaio caracterizado por ter três pontos de contato e um entalhe na região inferior da viga, o único cutelo superior induz uma fissura na região central de entalhe da viga. Quinino (2015) afirma que o plano de entalhe acaba controlando a energia absorvida, indicando um caminho por onde a fissura pode percorrer, sem causar fissuras em outras regiões e dissipação de energia por outros pontos da viga. A grande vantagem deste ensaio é que se consegue mensurar o deslocamento de abertura de fissura *CMOD* (*Crack Mouth Opening Displacement*), pois o cutelo superior induz na região pré-fissurada tensões que geram danos nesta região central. Para mensurar o deslocamento utilizam-se aparelhos específicos, como os *Clips Gauges*.

A norma preconiza que o ensaio deve ser realizado em uma prensa com sistema *closed-loop* para controlar a velocidade de deslocamento. Esta velocidade aplicada deve ser em relação ao deslocamento de abertura de fissura e é preconizada que até o deslocamento de 0,1 mm a taxa de incremento de deslocamento deve ser 0,05 mm/min, a partir de 0,1 mm a taxa de incremento deve ser 0,2 mm/min. A rigidez da máquina de ensaio deve ser suficiente para suportar as instabilidades do ensaio, sendo que alguns problemas podem ser gerados devido a este fator, como a instabilidade pós-pico e a identificação da primeira fissura no gráfico de carga x CMOD. Nesta pesquisa foi utilizada a velocidade de 0,5 mm/min, devido ao fato de ser a menor velocidade que se consegue empregar na prensa hidráulica (GAPALARATNAM e GETTU, 1994).

Esta metodologia não deve ser utilizada com fibras maiores que 60 mm. As vigas devem ter seção transversal de 15 cm x 15 cm, porém utiliza-se o vão livre de 50 cm, e a dimensão total da viga é de 55 cm. O adensamento das vigas é o mesmo explicado na Figura 40. Na Figura 49 observa-se que a viga é dotada de um entalhe (*notch*) na região central de 25 mm de profundidade, este entalhe, como foi explicado nos capítulos anteriores, foi feito com auxílio de uma serra diamantada de corte circular.

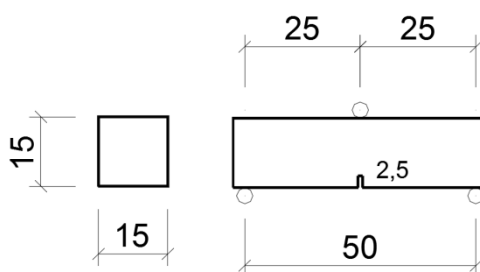


Figura 49: Esquema dimensões das vigas em ensaios de três pontos.

A posição da viga na prensa é muito semelhante ao ensaio de 4 pontos. Os suportes são os mesmos, sendo que a alteração é em relação ao cutelo superior. Na Figura 50, pode-se visualizar o esquema de flexão a 3 pontos.

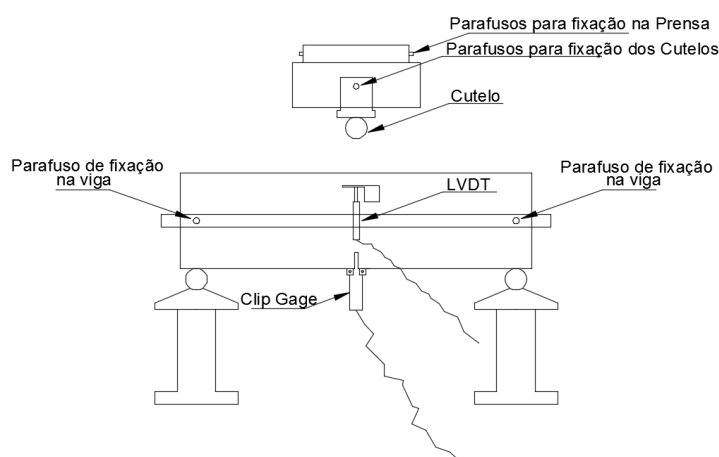


Figura 50: Esquema do ensaio de flexão de 3 pontos.

Para monitoramento da abertura de fissura (*CMOD*) foi utilizado um *Clip Gauge*, que é um transdutor de deslocamento. Existem diversos tipos de *clips gauges* que são encontrados no mercado, porém optou-se por utilizar o equipamento do próprio LEME, criado e desenvolvido para a pesquisa de doutorado de Quinino (2015). Estes *clips gauges*, Figura 51, foram construídos com duas lâminas do tipo aço mola que tem grande capacidade de deformação, um tipo de material elástico linear.



Figura 51: Instrumentação do *clip gauge*.

Após instrumentação, conforme Quinino (2006), optou-se por fazer a calibração do *clip gauge*. Para este processo fixou-se o *clip gauge* em um micrômetro (Figura 52) e foram impostos deslocamentos de 0,5 mm verificando-se o valor das deformações de cada *straingauge*. Com estes resultados pode-se criar uma curva de calibração (Figura 53) para converter deformação dos *straingauges* em variação de deslocamento da abertura de fissura. A Figura 52 mostra a calibração do *clip gauge* sendo realizada.

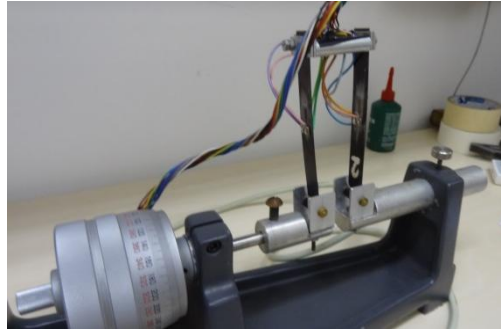


Figura 52: Calibração do *clip gauge*.

Com esta nova calibração obteve-se a equação 09. De acordo com Quinino (2006) sua equação de ajuste tem valores de $y = 25,674x$, assim pode ser verificada uma variação entre as duas de 1,2%.

$$y = 25,364x \quad (\text{equação 09})$$

Na Figura 53 o eixo y são as deformações registradas nos *straingauges* e x é o deslocamento empregado pelo micrômetro, para ajuste e comparação.

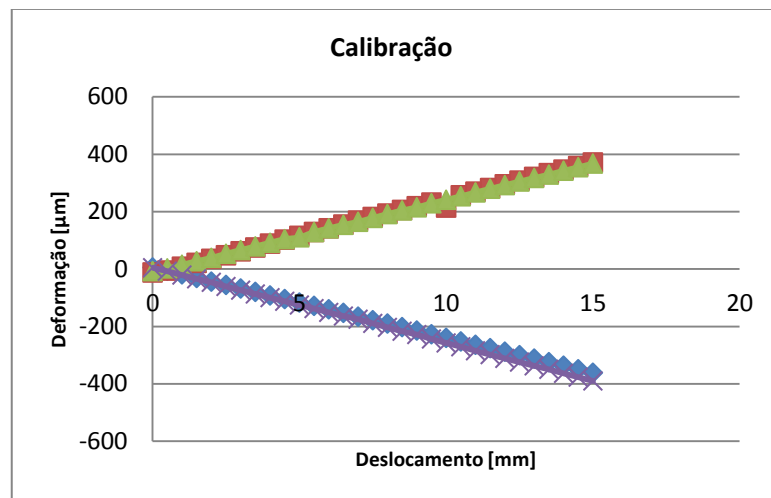


Figura 53: Curva de calibração do *clip gauge*.

Para realização dos ensaios utilizou-se um equipamento de aquisição de dados, o *Spider*, no qual era conectado o *clip gauge* e a prensa. A taxa de aquisição de dados foi de 5 Hz. Porém a velocidade de carregamento foi controlada pelo deslocamento do pistão da prensa, ou seja, o deslocamento vertical das vigas, e não pelo CMOD, como preconiza a EN 14651 (EN, 2005). Na Figura 54 pode-se visualizar o ensaio em andamento.

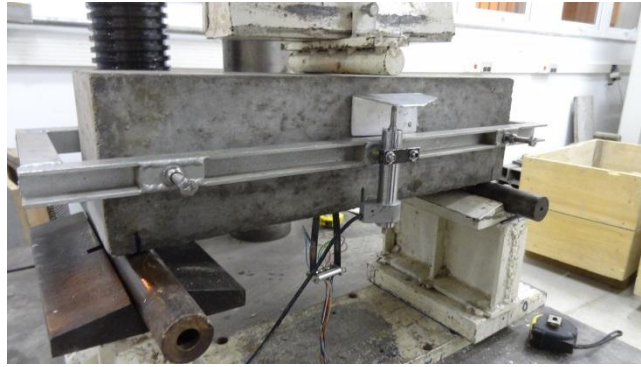


Figura 54: Ensaio em três pontos em andamento.

De acordo com a Norma EN 14651 (EN, 2005) existe uma relação entre a deflexão do prisma (δ) e a abertura de fissura CMOD (*Crack Mouth Opening Displacement*) que é explicitada na equação 10.

$$\delta = 0,85CMOD + 0,04 \quad (\text{equação 10})$$

De acordo com os preceitos da EN 14651 (EUROPEAN STANDARD, 2005) pode-se obter a resistência à tração por flexão residual. À medida que vão se abrindo as fissuras consegue-se obter esta resistência. Na Figura 55, mostra-se um gráfico típico de carga x CMOD obtido neste tipo de ensaio.

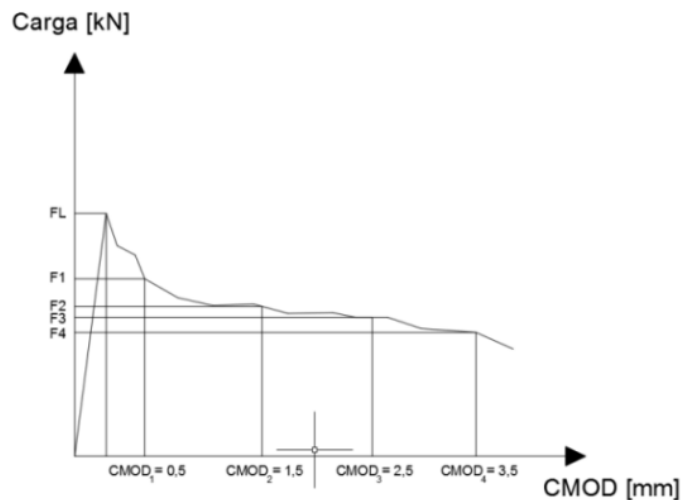


Figura 55: Diagrama Carga x CMOD (Adaptado EN 14651 2005).

6 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo destina-se à apresentação, comparação e discussão dos resultados obtidos nos ensaios experimentais. Ele está organizado por tópicos e dividido por tipos de ensaios. Primeiramente foram comparadas amostras de um mesmo lote, e assim conferido o grau de acurácia da amostra de dados. Posteriormente, foi fixado o FF e comparada a média de cada teor. Em seguida foi fixado o teor e comparado o desempenho de cada FF.

Na análise dos resultados utilizaram-se critérios de regressão por mínimos quadrados⁶, o critério de Chauvenet⁷, foi analisado o R^2 (coeficiente de determinação), o qual quanto mais perto de 100% indica que a equação que o representa tem bom ajuste de comportamento dos dados. Também foi realizada uma análise de variância (ANOVA) com os resultados (ANTON, BIVENS, DAVIS, 2007; CHAPRA e CANALE, 2008; GILAT e SUBRAMANIAM, 2008). Deste modo, a partir destas análises pode-se decidir a relevância dos resultados e os dados que devem ser expurgados da pesquisa (GRAEFF, 2011; SALVADOR, 2013). Primeiramente estão apresentados os resultados de resistência à compressão uniaxial, seguido dos resultados de módulo de elasticidade, e os ensaios de flexão de três e quatro pontos.

6.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO

Primeiramente estão apresentados os resultados da média dos 6 CPs com as suas variabilidades, para o FF/65 e o FF/80, em seguida foram realizadas comparações entre a média dos resultados dos CPs convencionais e dos CPs extraídos. Isso não ocasionou grandes problemas, uma vez que o cimento utilizado CPV tem alta resistência nas primeiras idades, e o ganho de resistência após 28 dias é mínimo.

Considerando o critério de Chauvenet, todos os CPs ensaiados com adição de teores de fibras foram aceitos, enquanto que um CP do testemunho foi retirado das análises devido a sua alta variabilidade.

⁶ A ideia dos mínimos quadrados é minimizar a soma dos quadrados, relacionando os valores medidos e do modelo estabelecido.

⁷ Critério de avaliação de um resultado amostral é discrepante em relação aos outros resultados obtidos.

A partir da análise realizada dos resultados de resistência à compressão construíram-se as Figura 56 e Figura 57, relacionando o testemunho com os diversos teores. Dessa forma, averiguou-se que o FF/65 teve um pequeno aumento na resistência com o acréscimo de 0,25% de fibra, enquanto que a média dos outros teores de 0,35% e 0,60% apresentou valores próximos ao testemunho e até inferiores. Todavia, a variabilidade amostral indica que não se pode considerar um acréscimo ou decréscimo de fato na resistência, comprovando os preceitos do ACI 544.1 R-96 (2002), legitimando que o acréscimo de fibras tem pouca influência na resistência à compressão.

Em relação ao FF/80, o teor de 0,60% teve uma suave melhoria em relação aos outros teores, como mostra a Figura 57. Porém, este acréscimo de resistência também não pode ser considerado significativo devido aos valores de desvio padrão, que apesar de serem mais baixo para este teor, a variabilidade do testemunho acaba por dificultar a quantificação do acréscimo. Já os dois teores de 0,25% e 0,35% tiveram suas médias um pouco mais baixas que o testemunho, contudo a redução não pode ser considerada significativa. Hannant (1978) afirma que até pode haver acréscimos de resistência em elevados volumes, mas o incremento principal é na ductilidade na compressão e não na carga última de ruptura à compressão. Nesta pesquisa não foi realizada a análise da variação da tenacidade no ensaio de compressão uniaxial.

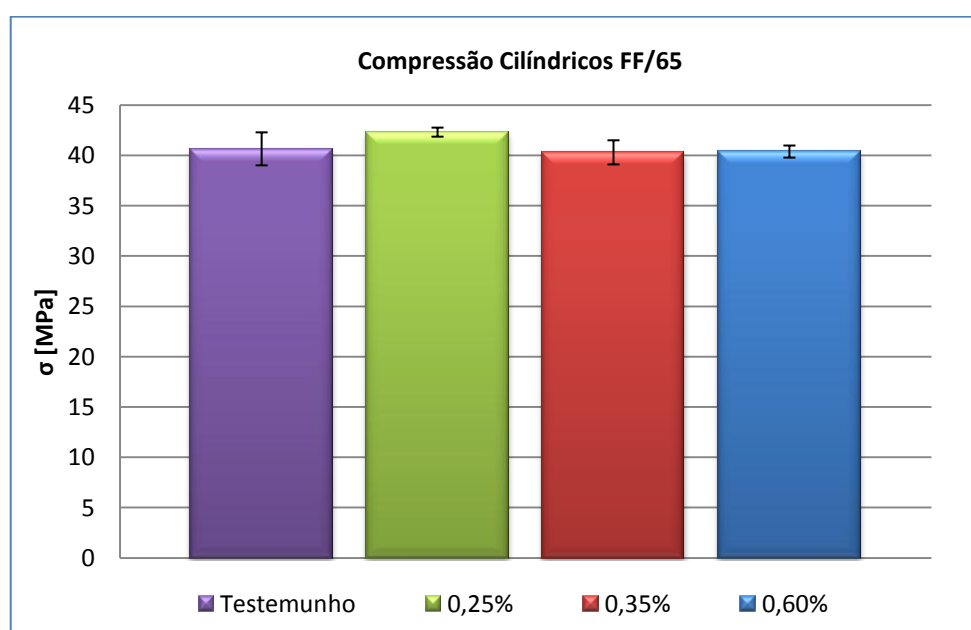


Figura 56: Média comparativa dos CPs convencionais na resistência à compressão FF/65.

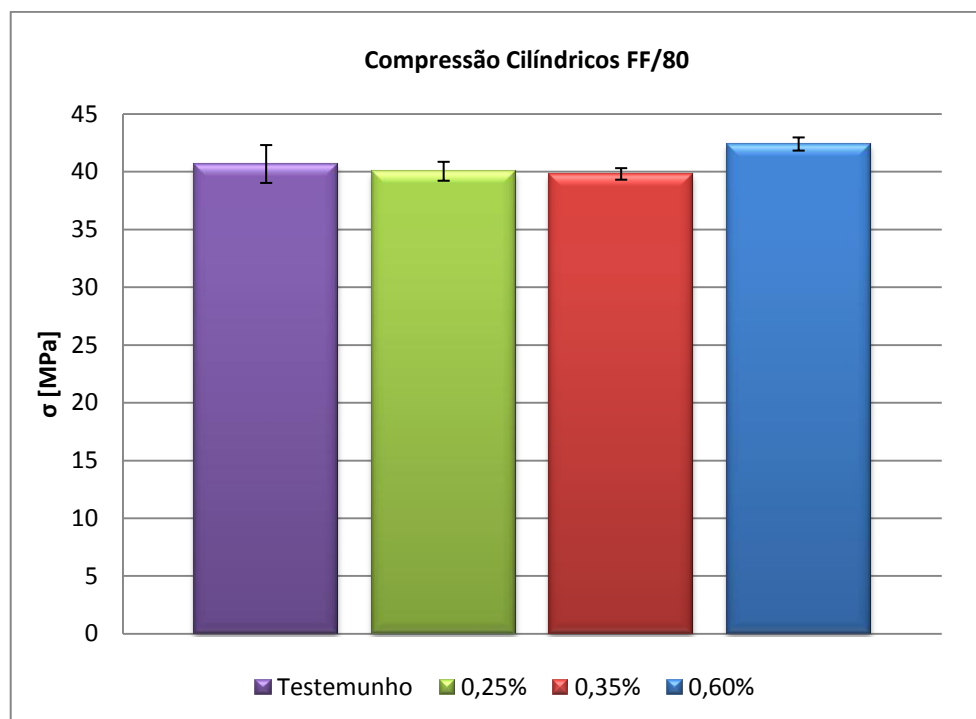


Figura 57: Média comparativa dos CPs convencionais na resistência à compressão FF/80.

Os resultados estão apresentados na Tabela 27 do anexo A, para cada CP, seguido da média e do desvio padrão, com seus respectivos abatimentos e fluidez do CRFA no estado fresco. Os resultados de abatimento e espalhamento mostram o efeito das fibras na trabalhabilidade, que podem ter alguma influência na resistência à compressão, mesmo com o controle que foi realizado nas concretagens do CRFA para que tivesse uma boa viscosidade no estado fresco. Como foi fixado a relação a/c em 0,55, a variação de trabalhabilidade é devida aos diferentes percentuais de aditivos adicionados durante as concretagens, devido aos diferentes teores de fibras. Este fator pode ter influenciado na dispersão do CRFA nas formas fazendo com que ocorresse melhor interação entre a matriz cimentícia e a fibra.

Figueiredo (1997) credita reduções no desempenho à compressão por falhas de adensamento, fato que talvez possa ter ocorrido em alguns CPs nesta pesquisa. Por exemplo, o teor de 0,35% do FF/80 teve uma média de resistência última menor que os outros teores, e lhe foi conferido um espalhamento menor, com o abatimento próximo de 12,5 cm, enquanto que o teor de 0,25% do FF/65 apresentou melhor desempenho e uma maior trabalhabilidade no estado fresco. O ACI 544 SP-44 (1974) também corrobora com estes resultados afirmando que problemas na reologia do CRFA no estado fresco podem ocasionar perda de desempenho no estado endurecido.

Comparando-se o FF/65 e o FF/80, para os CPs convencionais com seus respectivos desvios padrões, ressalva-se que não se verifica grande variação entre os FF, portanto o aumento no FF, nesta análise, não tem um grande impacto na melhoria da carga última. Em pesquisa de Neves e Almeida (2005) foi observado um aumento de resistência com o aumento no fator de forma, sendo que foram utilizados em sua pesquisa FF/55 e FF/80, porém o comprimento das fibras era menor que 30 mm. Garcez (2005) não observou acréscimos substanciais utilizando FF/65 e FF/80, lembrando que em sua pesquisa o comprimento utilizado era de 60 mm, o mesmo utilizado nesta pesquisa. Assim, pode-se dizer, que existe uma tendência de que quanto maior o comprimento da fibra, a variação no FF terá menor impacto no desempenho final, quando avaliado o CRFA em relação a resistência à compressão axial.

A análise foi realizada também com os CPs extraídos de blocos de concreto através de sonda rotativa, e os resultados podem ser visualizados na Figura 58 e na Figura 59. Deste modo, observa-se primeiramente uma maior variabilidade nos resultados amostrais, diferentemente do constatado nos resultados com CPs convencionais. Esta condição pode ter ocorrido pela não planimetria entre as faces que são resultantes de dificuldades na extração dos CPs do bloco de CRFA. O efeito da degradação da broca nos CPs extraídos pode causar redução de resistência. O posicionamento do bloco em relação ao extrator pode ter causado diferenças na geometria dos CPs, os desníveis podem ter gerado esforços de flexo-compressão no instante de realização do ensaio de compressão, reduzindo a resistência última. Isto (mesmo considerando que os CPs foram retificados antes dos ensaios, o que reduz as imperfeições), somado ao efeito de microfissuras causado aos CPs durante a extração, pode ter contribuído para a redução da resistência à compressão dos CPs extraídos.

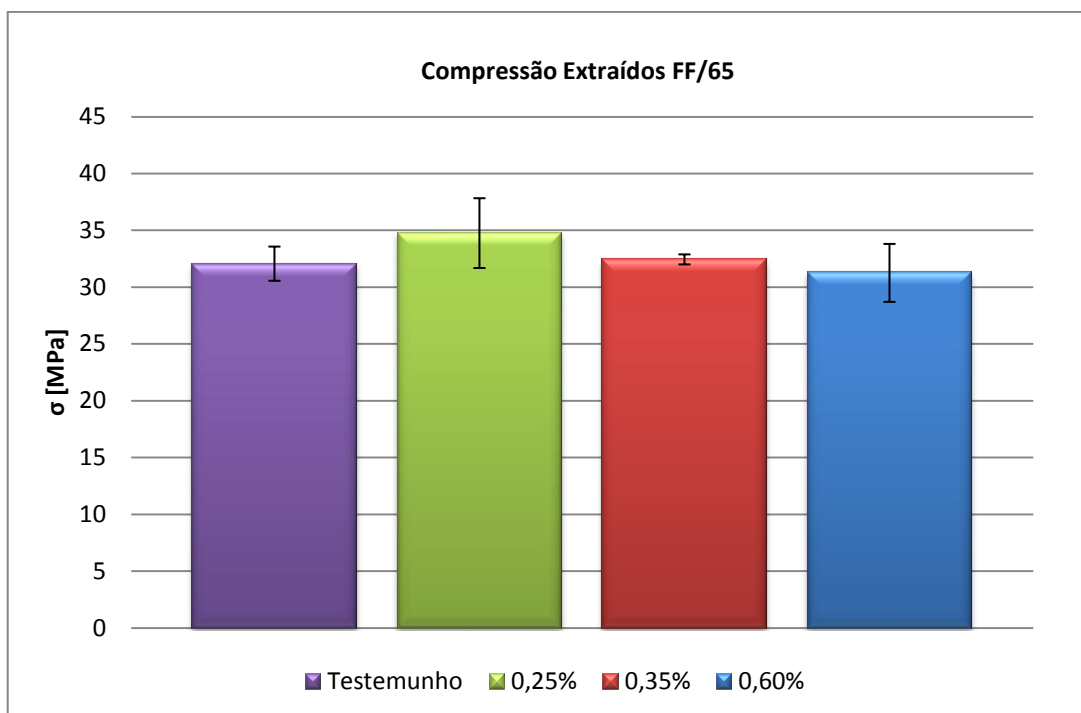


Figura 58: Média comparativa dos CPs extraídos na resistência à compressão FF/65.

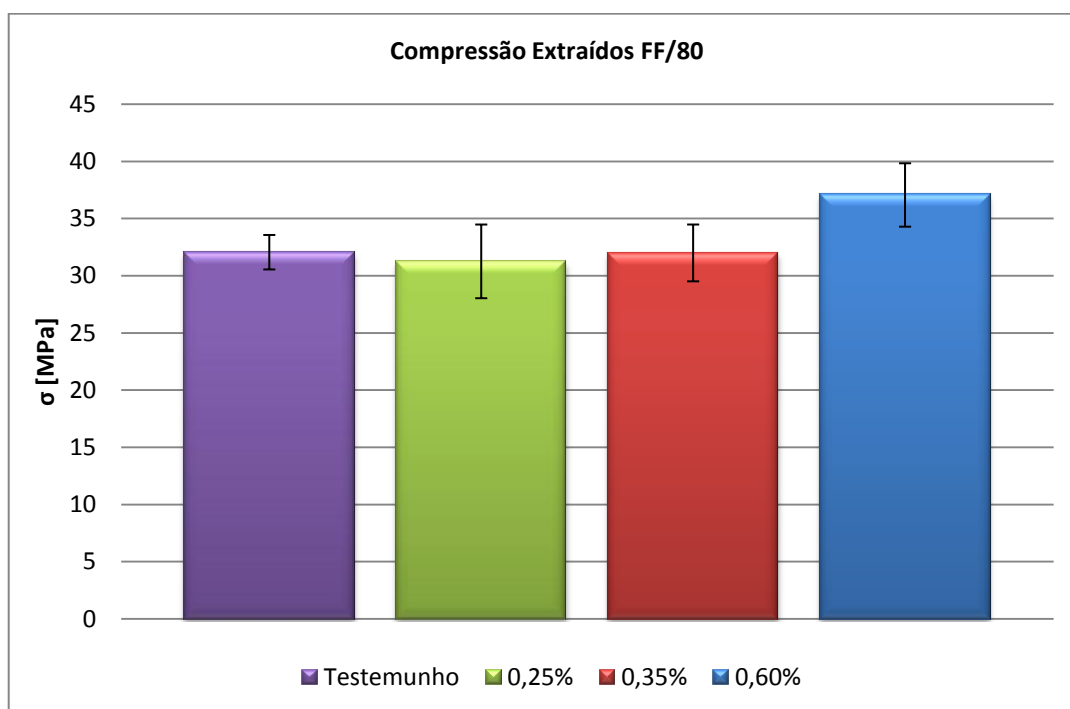


Figura 59: Média comparativa dos CPs extraídos na resistência à compressão FF/80.

A redução na resistência dos CPs extraídos também pode ser creditada ao efeito de borda, pois nos CPs cilíndricos convencionais existe uma tendência à orientação das fibras que gera um acréscimo na resistência final da amostra. Porém, como os CPs do testemunho também apresentaram redução, o efeito de extração parece ter grande influência no desempenho final.

Em relação ao FF/65 com o aumento no teor de fibras observou-se um decréscimo de resistência, e assim como nos CPs convencionais a consistência do concreto plástico, abatimento e espalhamento, pode ter influenciado no comportamento final no estado endurecido, pois o teor de 0,25% do FF/65 também apresentou um bom desempenho, salientando que sua trabalhabilidade foi mais elevada que a do teor de 0,35% deste mesmo FF, visto que são teores próximos. A queda no teor de 0,6% do FF/65 pode ser justificada devido ao 3º CP apresentar problemas de extração e, conseqüentemente, influenciar na média deste teor. Esperava-se ao menos que a média deste teor se mantivesse mais próxima a do testemunho.

A média dos CPs extraídos se encontra perto dos 32 MPa, enquanto que o teor 0,60% do FF/80 teve uma média acima dos outros, em torno de 37 MPa. É esperado que tivesse pequenos incrementos com o aumento no volume de inserção, no entanto a variabilidade indica que isto pode ser uma tendência. Os resultados dos teores de 0,25% e 0,35% estão muito próximos da média do testemunho e, somando aos desvios padrões altos, pode-se dizer que não foram observadas variações em relação a estes dois teores. No anexo A encontra-se a Tabela 28 com os resultados para cada uma das amostras.

No estudo comparativo entre os dois FF utilizados na pesquisa para os CPs extraídos, observa-se que o FF não influi de forma direta na resistência à compressão, assim como constatado nos CPs cilíndricos convencionais. Os resultados podem ser considerados próximos, e devido à alta variabilidade não se permite uma acurácia sobre os benefícios na resistência à compressão, mas o teor de 0,60% do FF/80 obteve uma tendência de desempenho superior aos outros teores, o que é plausível, justificada pela maior quantidade de fibras que podem ter colaborado para este acréscimo de resistência. Autores como Pasa (2007) e Nascimento (2013) afirmam que em teores mais elevados podem ocorrer acréscimos de resistência mesmo que pequenos.

Esta variabilidade apresentada nos resultados gera dúvidas sobre os acréscimos ou decréscimos em relação à adição de fibras para cada um dos teores utilizados na pesquisa, para a compressão uniaxial dos ensaios em CPs extraídos. Com os desvios padrões variando entre 3,07 MPa e 0,44 MPa, conclui-se que os resultados dos CPs cilíndricos convencionais são mais comportados que os extraídos, pelo fato de não apresentarem grandes variações.

Conforme já comentado, os resultados dos CPs convencionais mostram-se superiores em relação aos resultados dos CPs extraídos. Uma verificação mostrou-se interessante, pois alguns teores apresentaram as mesmas características tanto nos cilíndricos quanto nos extraídos. Por exemplo, o teor de 0,25% do FF/65 tanto nos CPs cilíndricos convencionais quanto nos CPs extraídos apresentou uma tendência de desempenho superior, apesar dos desvios padrões elevados.

Este comportamento pode estar creditado à concretagem e à moldagem nas formas, que pode ser visualizado na Figura 35. De acordo com Carvalho (2012), a fluidez determina a facilidade de mobilidade do concreto no estado fresco, e foi verificado que o teor de 0,25% apresentou, nos ensaios de verificação no estado fresco, valores mais elevados, e isso pode ter levado a uma melhor distribuição do CRFA nas formas com uma melhor homogeneidade e, conseqüentemente, melhor desempenho final.

Como a relação a/c foi fixada em 0,55, para manter-se a consistência do concreto no estado fresco em 10 ± 2 cm, foi adicionada uma quantidade menor de aditivo superplastificante nos teores mais baixos, todavia os valores de abatimentos e de fluidez do teor de 0,25% mostraram-se mais elevados que os outros teores. Cabe salientar que os valores obtidos de abatimento estão um pouco acima do ideal para CRFA para pisos industriais. Segundo Andolfato (2012), para valores de abatimento de 12 cm a 18 cm, a consistência do concreto pode ser considerada mole.

Na avaliação do FF/80 observou-se a mesma tendência verificada no FF/65, na qual um teor teve melhor desempenho, ou a tendência de ter um melhor desempenho, tanto nos convencionais quanto nos extraídos, que foi o teor de 0,60%. Nos CPs extraídos esta diferença é mais discrepante que nos CPs cilíndricos convencionais. Avaliando-se este comportamento em termos de consistência no estado plástico, observa-se uma característica que se verificou no FF/65 e se repete no FF/80, o teor que apresentou melhor desempenho é o de 0,60%, e que também apresentou os maiores valores de trabalhabilidade (abatimento e de espalhamento na Mesa de Graff). Fato este que pode ter contribuído para melhor homogeneização do estado fresco e, conseqüentemente, melhor desempenho final.

Assim como Figueiredo, (1997) foi verificado se o CRFA obedecia à lei de Abrams. Desta forma seguindo os preceitos de Maggi e Maggi (2007), foi utilizado o ajuste da curva de Abrams para calcular os coeficientes k_1 e k_2 , um método de ajuste não linear que parte dos

princípios do Método dos Mínimos Quadrados. Este ajuste foi realizado com os CPs de dosagem com o teor de 0,60% (Chapra e Canale, 2008). Assim chegou-se na seguinte equação 11 da lei de Abrams.

$$f_{c_{28}} = \frac{168,36}{14,28^{a/c}} \quad (\text{equação 11})$$

Onde, $f_{c_{28}}$ é a resistência à compressão aos 28 dias e a a/c é a relação água-cimento. O valor obtido da equação 11 para a resistência à compressão do concreto aos 28 dias foi de 39,01 MPa, enquanto que a média dos resultados experimentais foi de 40,67 MPa, configurando desta forma um erro de 4,09%.

Estes resultados obtidos legitimam o que explicitam Figueiredo (2011b), e Shende, Pande e Pathan (2012), de forma que as fibras colaboram para a tenacidade na compressão, porém, não com o aumento de resistência à compressão. Nos resultados de Guimarães (2010), com fibras de aço, também não foi observado um acréscimo significativo nos resultados de resistência à compressão na inserção de fibras. Podem ocorrer melhorias, entretanto são muito pequenas se comparadas com a adição de fibras que foi incorporada à mistura. Graeff (2011) em sua pesquisa também não constatou significativa influência de fibras de aço recicladas na resistência à compressão. Bentur e Mindess (2007) confirmam que, em alguns casos, a adição de fibras pode causar um decréscimo na resistência final em ensaios de compressão uniaxial, devido ao fato de problemas com o adensamento, constatado neste trabalho para alguns teores. Esperava-se que o teor de 0,60% tivesse melhores resultados que os outros, expectativa que só se comprovou no FF/80.

Foi realizada uma análise estatística de variância (ANOVA) com os dados obtidos experimentalmente. Assim, foi comparada a influência na resistência à compressão com a variação dos teores e do FF. Se utilizou um nível de significância de 0,05 com fator duplo. Os resultados estão apresentados na Tabela 6 para os CPs cilíndricos convencionais.

Tabela 6: Análise estatística ANOVA resistência à compressão.

Fonte da Variação	Convencionais		Extraídos	
	F	F crítico	F	F crítico
Fator de Forma	0,85	10,13	0,059	10,13
Teor de Fibras	5,81	9,28	0,24	9,28

De acordo com os resultados obtidos a variação no teor de fibras e a variação no FF apresentaram um $F < F$ crítico, tanto nos resultados convencionais quanto nos extraídos, mostrando desta forma que a variação nestas duas variáveis não causa mudanças estatisticamente significativas. Estes resultados confirmam os estudos realizados anteriormente neste capítulo, concluindo que a inserção de fibras não altera a resistência à compressão significativamente, sendo que a mudança de FF também não causou grande impacto no desempenho final das amostras.

6.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE LONGITUDINAL

Com o prosseguimento da análise dos resultados foi verificado o comportamento das amostras em relação ao módulo estático de elasticidade. Desta forma, foram moldados 3 CPs por amostra, os quais eram convencionais e extraídos de blocos, assim pode-se avaliar do efeito de borda nos CPs, de acordo com Figueiredo (2000). Antes da realização dos ensaios foram verificadas se as faces estavam paralelas, planas e lisas, tentando desta forma minimizar as excentricidades que poderiam ocasionar o decréscimo de resistência (BEZERRA, 2007). Para a realização do ensaio de módulo, foi determinada antes a resistência à compressão (f_c), de forma que a carga era aplicada até $0,30 f_c$, uma vez que as deformações não são proporcionais à tensão a partir deste valor de f_c (MEHTA E MONTEIRO, 2014).

Para mensuração das deformações específicas foram utilizados LVDTs, (utilizados para medir deslocamentos e posteriormente transformados em deformação específica) posicionados na região central do CP, conforme descrito no item 5.5.2, de forma que as concentrações de tensões e deformações das extremidades dos CPs fossem minimizadas. A partir dos resultados foram criados em planilha eletrônica gráficos de tensão x deformação, estimando-se assim a inclinação da curva entre valores de 0,5 MPa até $0,30 f_c$.

Constatou-se primeiramente que a inserção dos teores de fibras em relação ao testemunho não apresentou grande influência nos valores de módulo, e como nos ensaios de compressão, pode-se dizer que existe uma tendência de aumento do módulo de elasticidade com o incremento de fibras, porém esta evidência fica imprecisa devido à variabilidade das amostras, que acaba por dificultar a interpretação dos resultados. Este comportamento coincide com Bentur e Mindess (2007), onde a inserção de fibras colabora pouco ou quase

nada com o módulo de elasticidade do CRFA, sendo que a colaboração da matriz é de grande importância nesta fase de pré-fissura.

A média dos CPs para o módulo de elasticidade manteve-se em torno de 40 GPa, sendo que os maiores desvios padrões podem ser conferidos para o testemunho igual a 2,99 GPa. Este comportamento que se justifica pelo desempenho do CP1 que apresentou um módulo mais elevado que as outras amostras deste mesmo lote, aumentando a dispersão. Os CPs do testemunho foram mensurados com módulo em torno de 37 GPa e com um desvio de 2,58 GPa. Constata-se que o ensaio apresentou uma alta variabilidade. No anexo A, a Tabela 29 apresenta os resultados dos ensaios.

Na Figura 60 e Figura 61 estão apresentadas as médias dos ensaios de módulo do FF/65 e do FF/80 nos CPs convencionais. O teor de 0,25% do FF/65 teve um desempenho um pouco melhor que os outros teores, fato também constatado no ensaio de compressão. Este teor no estado plástico apresentou uma fluidez e um abatimento um pouco mais elevado que os outros teores, fato que pode ter colaborado para este desempenho mais eficiente, causando uma melhor dispersão nas formas do CRFA.

Esperava-se que o teor de 0,60% do FF/80 tivesse um desempenho mais elevado que os outros teores devido ao fato que nos ensaios de compressão este teor se destacou, contudo devido ao desvio padrão desta amostra não é possível afirmar se o seu desempenho foi mais baixo que os outros teores. Este fato também ocorreu com o testemunho.

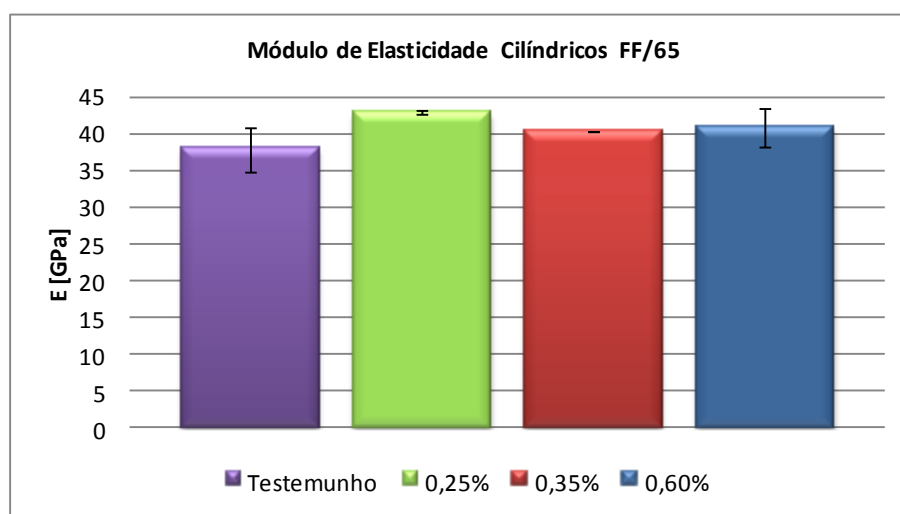


Figura 60: Média comparativa dos CPs convencionais para módulo de elasticidade longitudinal FF/65.

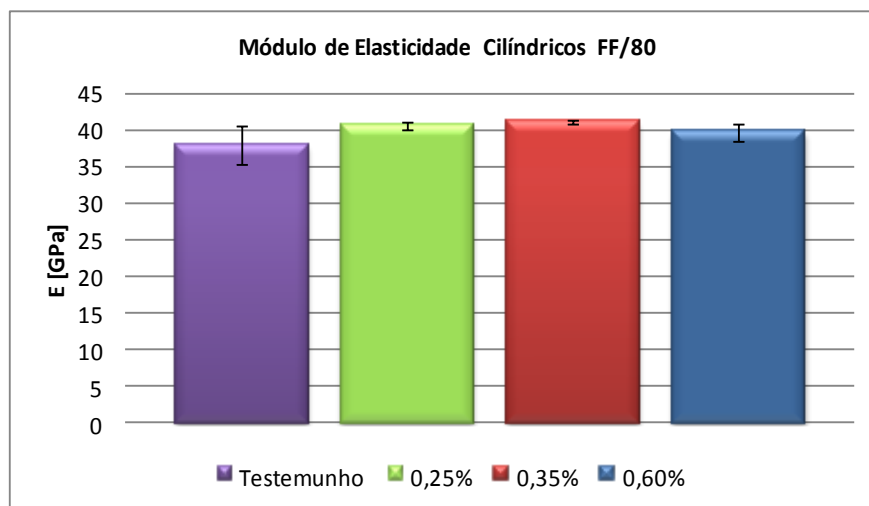


Figura 61: Média comparativa dos CPs convencionais para módulo de elasticidade longitudinal FF/80.

A partir dos resultados obtidos constata-se que a variação no FF não gera grandes impactos no comportamento final do CRFA. Além da variabilidade alguns teores tiveram melhores desempenhos para o FF/65 enquanto que em outros teores a tendência de melhorias foi no FF/80. Garcez (2005) também não observou melhorias com a mudança de FF, lembrado que foram utilizadas fibras com 60 mm de comprimento. Figueiredo (2011) afirma que o maior definidor do módulo final do CRFA é o módulo da matriz, que nesta pesquisa se encontra em torno de 38,8 GPa.

Esperava-se que o teor de 0,60% para os dois FF tivesse uma tendência de desempenho um pouco mais elevado que os outros teores, fato que não aconteceu, porém se comparado com o testemunho, houve acréscimos mínimos em relação a todos os teores. Autores como Gul, Bashir e Naqash (2014) estudaram o CRFA com fibras de aço de 7,5 cm de comprimento com FF/71 e com 5,0 cm de comprimento com um FF/50, utilizando adições de teores de 0,5%, 1,0% e 1,5%. Eles observaram incrementos obtidos em sua pesquisa de 8,90% para o FF/50 e teor de 0,5%, que se aproxima do teor de 0,60%, e um ganho de 10,26%, no FF/71. Na presente pesquisa os aumentos para o teor de 0,60%, comparando-se apenas as médias, foram de 7,1% para o FF/65 e 8,1% para o FF/80, o que mostra uma correlação de resultados sendo que na pesquisa de Gul, Bashir e Naqash (2014) foi utilizado outro traço e outra relação a/c.

Foram analisados também os CPs extraídos para comparação de resultados e observou-se que os resultados de módulo de elasticidade estão mais baixos que os resultados dos CPs convencionais, fato que era esperado, já que se relatou redução também nos resultados de

compressão nos CPs extraídos, conforme mostram as Figura 62 e Figura 63. Este comportamento, conforme item 7.1, pode ser explicado por problemas com a extração do CPs. Em relação ao FF/65 não houve alterações significativas com a adição de fibras, sendo que ocorreu uma tendência de decréscimo em relação ao testemunho em todos os teores. A média do testemunho foi de 38 GPa, enquanto que os CPs com fibras tiveram médias de 36 GPa, sendo que o maior desvio padrão foi de 2,28 GPa para o teor de 0,25%.

Em relação ao FF/80, esperava-se que o teor de 0,60% tivesse um desempenho mais elevado, porém devido à variabilidade das amostras não se consegue afirmar que houve um decréscimo com as fibras. O teor de 0,25% mostrou uma variabilidade maior que os outros teores, em torno de 4,2 GPa, enquanto que o teor de 0,6% de adição de fibra apresentou um desvio de 3,2 GPa, que tornam difíceis a mensuração correta dos resultados. Na Tabela 30 do anexo A, estão apresentados os resultados dos CPs extraídos.

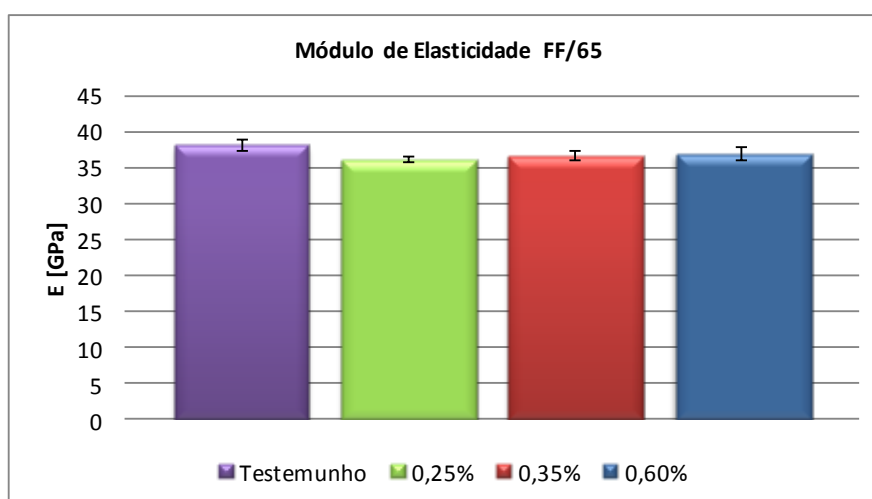


Figura 62: Média comparativa dos CPs extraídos para módulo de elasticidade longitudinal FF/65.

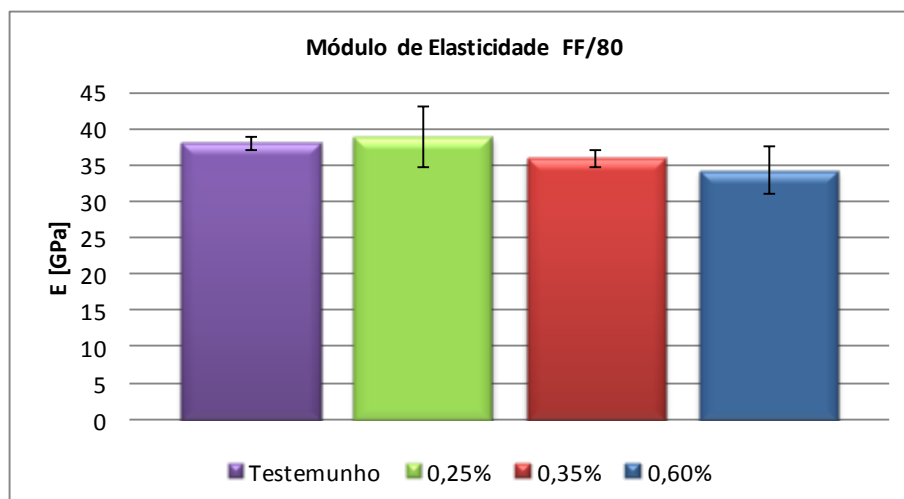


Figura 63: Média comparativa dos CPs extraídos para módulo de elasticidade longitudinal FF/80.

Evidencia-se que a variação no FF parece afetar pouco o comportamento final do módulo de elasticidade do CRFA. Na comparação entre os teores ocorreu um decréscimo mais acentuado no teor de 0,60%, porém, devido ao alto desvio, novamente perde-se a precisão dos resultados. Silva Filho e Helene (2011) explicam que problemas com a variabilidade de amostras podem ser decorrentes de coleta e realização dos ensaios.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o módulo de elasticidade do concreto sem fibras (E_{ci}) pode ser calculado pela resistência à compressão do concreto a partir da equação 12, para concretos com resistência entre 20 MPa e 50 MPa.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{equação 12})$$

Nesta equação 12 têm-se α_E com o valor de 1,2 para basalto e diabásio e f_{ck} como a resistência característica do concreto. Assim, foi calculado, a partir das resistências especificadas para os CPs cilíndricos convencionais e os CPs extraídos, o valor do módulo de elasticidade de acordo com os preceitos da NBR 6118 (2014), e apresentados na Tabela 7. A maior diferença entre os módulos foi constatada nos CPs cilíndricos convencionais em torno de 11%, enquanto que nos CPs extraídos a diferença foi menor que 1%. Estes valores obtidos mostram que nos CPs cilíndricos convencionais a orientação das fibras em uma direção ocasiona uma superestimativa dos resultados. Enquanto que nos CPs extraídos, mesmo com a variação causada pela extração, a relação entre os resultados foi muito próxima.

Tabela 7: comparação do módulo de elasticidade longitudinal dos CPs convencionais e dos CPs extraídos.

Média (GPa)	Testemunho CPs Convencionais	Testemunho CPs Extraídos
Módulo NBR 6118 (GPa)	42,86	38,05
Módulo Experimental (GPa)	37,85	38,03
Erro (%)	11,68	0,057

A comparação também foi realizada para os resultados de módulo de elasticidade dos CPs com fibras, porém não foi utilizada a metodologia prescrita pela NBR 6118, que deve ser utilizada para concretos convencionais. Para comparação de resultados optou-se por utilizar as prescrições de Pasa (2012), que utilizou conceitos da teoria de homogeneização para estabelecer relações entre os teores de fibras e o módulo de elasticidade do CRF. Em sua pesquisa, a autora utilizou a estimativa de Mori-Tanaka (1973), para o estudo das propriedades elásticas do CRFA. Nesta homogeneização, a autora utilizou constantes elásticas K^{hom} (módulo de compressão) e G^{hom} (módulo de cisalhamento) que dependem do módulo de elasticidade da matriz, e das fibras, assim como do Poisson da matriz e das fibras, além da fração volumétrica de fibras, que é a relação entre o volume de fibras e o volume de total de concreto.

Foi estipulado um Poisson da matriz cimentícia de $\nu = 0,2$ e $\nu = 0,3$ para as fibras. Os valores de K^{hom} e de G^{hom} obtidos a partir das equações de Pasa (2012) foram de 21297 MPa e 15928 MPa. A partir destes resultados utilizando-se as equações 13 e 14 foram obtidos os valores de E^{hom} e de ν^{hom} que estão apresentados na Tabela 8.

$$E^{\text{hom}} = \frac{9K^{\text{hom}}G^{\text{hom}}}{3K^{\text{hom}} + G^{\text{hom}}} \quad (\text{equação 13})$$

$$\nu^{\text{hom}} = \frac{3K^{\text{hom}} - 2G^{\text{hom}}}{6K^{\text{hom}} + 2G^{\text{hom}}} \quad (\text{equação 14})$$

Tabela 8: Comparação do módulo de elasticidade longitudinal dos CPs convencionais e extraídos FF/65 e FF/80, com resultados da homogeneização.

	FF/65			FF/80		
	0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%
Teor de Fibras	0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%
Módulo Convencionais (GPa)	42,81	40,32	40,74	40,51	41,18	39,71
Módulo Extraídos (GPa)	36,01	36,56	36,87	38,96	35,98	34,25
Teor de Fibras	0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%
	Módulo de Elasticidade (GPa)			Poisson		
Homogeneização (GPa)	38,02	38,08	38,25	0,20	0,20	0,20

Quando comparado os resultados dos CPs convencionais e os CPs extraídos e observa-se que a média dos módulos dos CPs cilíndricos convencionais apresentou-se maior que o módulo estimado pelos resultados da homogeneização, enquanto que os resultados da média dos CPs extraídos apresentaram-se menores, porém mais próximos. Este fator se mostra interessante devido ao fato que as fibras estão alinhadas nos CPs cilíndricos convencionais devido à moldagem, e isto gera acréscimos mesmo que mínimos aos resultados. Os resultados mostram que os dois métodos são eficazes para avaliar o módulo de elasticidade do CRFA, sendo que não ocorreu nenhuma grande discrepância.

Na comparação entre todos os resultados obtidos pode-se afirmar que o incremento de fibras, nesta pesquisa, não causou grande influência no comportamento dos módulos de elasticidade dos diversos teores. Ocorreu uma tendência de melhoria em alguns teores, porém, devido a possíveis ruídos nos ensaios, alguns desvios-padrão apresentaram resultados maiores que gerou incertezas em relação ao ganho real relacionado com as fibras, mesmo na inserção dos teores maiores.

Foi realizada uma análise estatística (ANOVA), da mesma forma como a realizada com os resultados de compressão, utilizando fator duplo e nível de significância de 0,05. Os resultados do módulo de elasticidade estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9: Análise estatística ANOVA módulo de elasticidade longitudinal.

Fonte da Variação	Convencionais		Extraídos	
	F	F crítico	F	F crítico
Fator de Forma	0,85	10,13	0,0027	10,13
Teor de Fibras	5,81	9,28	0,96	9,28

Com base nos dados pode-se conferir que os valores de F estão abaixo do F crítico, o que comprova que a variação no FF e no teor de fibras tem pouca influência estatística, algo que era esperado, pois o módulo de elasticidade do CRFA é afetado na sua maior parte pelo módulo de elasticidade da matriz e pelas propriedades dos agregados.

6.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLEXÃO A QUATRO PONTOS

Como especificado anteriormente no capítulo de programa experimental, para cada teor foram confeccionadas três vigas com as dimensões de 15x 15 x 50 cm e ensaiadas aos 28 dias de

cura. Assim, nesta primeira apresentação de resultados verificou-se o desempenho das amostras em cada lote, para conferência de discrepância. No cálculo da tenacidade (áreas abaixo da curva) foram realizados dois métodos diferentes, primeiramente utilizando o método dos trapézios e depois foram verificados os resultados no AutoCAD. A comparação entre os valores obtidos tiveram uma precisão de 99%.

Primeiramente comparou-se o comportamento das vigas testemunhos (concreto sem fibras), que estão apresentados nas curvas da Figura 64, porém não se conseguiu captar os dados pós-ruptura, e desta forma foi dificultada a verificação do comportamento quase frágil do material. Anderson (2005), Borges (2002) e Souza (2001) explicam que após a ruptura o concreto apresenta um amolecimento sem patamar de escoamento plástico, seguido de queda na resistência. Este fato ocorre devido à diferença de tamanho dos materiais que constituem o concreto e também à existência de uma zona de transição entre estes materiais. A velocidade de propagação da fissura ocorre de maneira brusca devido ao fato que as mesmas se propagam na direção perpendicular em relação à direção da tensão de tração, propiciando assim, que com o incremento de pouca energia de superfície ocorra a propagação do fraturamento.

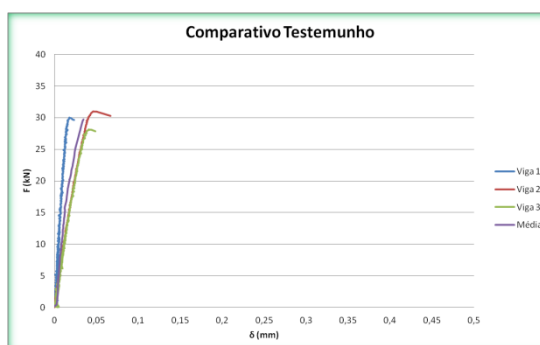


Figura 64: Comparação das três vigas no testemunho, flexão 4 pontos.

Este processo que ocorre muito rápido, e de forma não linear, conforme explicam Landis e Bolander (2009), faz com que se ocorram dificuldades na mensuração de dados. Assim, na pesquisa a sensibilidade dos LVDTs não foi suficiente para captar o processo pós-ruptura, observando-se que o sensor de captação de dados teria que ter sido calibrado para mensurar uma quantidade maior de pontos por segundo neste trecho.

No item 6.4, os resultados dos ensaios de flexão em três pontos, a curva do testemunho apresentada confere uma maior fidelidade ao comportamento do concreto, devido à utilização de equipamentos como *clip-gauges*, desenvolvidos por Quinino (2007).

A carga máxima de ruptura na flexão depende das características da matriz de concreto Barros (2009) obteve um concreto com resistência à compressão média em torno de 38 MPa, e nos ensaios de flexão a quatro pontos do concreto convencional obteve uma carga última média em torno de 40 kN, enquanto que Guimarães (2010) com concreto com resistência à compressão em torno de 25 MPa obteve carga máxima em ensaios de flexão a 4 pontos de 34 kN. Verificou-se nesta pesquisa que a relação entre a resistência à compressão e a carga máxima de flexão mostrou-se um pouco inferior em relação ao que se esperava, e mesmo quando comparada com outras pesquisas, fato que pode estar relacionado com algum problema na realização dos ensaios.

A partir da Tabela 31, que se encontra no Anexo A, pode-se visualizar a carga máxima no limite elástico para a V1, V2 e V3. Os valores se mostram muito próximos sem grandes discrepâncias, e assim o desvio padrão não resultou em valores altos. A mesma análise foi realizada com os valores de deflexão na carga de pico elástico. Através das formulações da NBR 12142 (ABNT, 1991), que expressa à equação 6, foram calculados os valores de resistência de tração à flexão. A média em torno de 3,96 MPa se mostrou mais baixa do que esperado, fato que já tinha sido constatado nos resultados de resistência última. De acordo com Price apud Mehta e Monteiro (2014), para concretos com f_{ck} entre 34 MPa e 41 MPa os resultados de tração à flexão podem estar entre 4,7 MPa e 5,3 MPa, comprovando mais uma vez que os resultados de resistência à tração na flexão experimentais estão cerca de 15% mais baixos.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) foi calculada a resistência à tração direta média ($f_{ct,m}$), através da equação 15, a resistência à tração direta superior ($f_{ctk, sup}$), através da equação 16, e a resistência à tração direta inferior ($f_{ctk, inf}$), com a equação 17. Estas formulações utilizam os resultados de resistência característica à compressão do concreto, e são específicas para concretos com resistência entre 20 MPa e 50 MPa.

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{equação 15})$$

Têm-se na equação 15 $f_{ct,m}$ é a resistência à tração direta do concreto (MPa), f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em (MPa).

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (\text{equação 16})$$

Onde $f_{ctk, sup}$ é a resistência à tração direta superior do concreto (MPa).

$$f_{ctk,inf} = 0,7 fct,m \quad (\text{equação 17})$$

Nesta equação 17 têm-se $f_{ctk, inf}$ que é a resistência à tração direta inferior do concreto (MPa). Os resultados obtidos através das equações 15 a 17 estão apresentados na Tabela 10, para os CPs convencionais e os CPs extraídos. Foi calculada também a resistência à tração direta do concreto a partir dos resultados de flexão, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), que estima que a resistência do concreto direta seja cerca de 70% da resistência à flexão. Mehta e Monteiro (2014) salientam que esta relação pode ser em torno de 50% a 70%. Price, apud Mehta e Monteiro (2014) explica que a resistência direta do concreto à tração deve estar entre 2,8 MPa e 3,2 MPa, para concretos com fck entre 34 MPa e 41 MPa, no concreto estudado nesta pesquisa a resistência à tração está em torno de 2,77 MPa, enquanto que os resultados verificados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) estão em torno de 3,55 MPa e 3,03 MPa. Estes resultados foram calculados a partir das médias obtidas anteriormente. A relação entre a resistência à tração na flexão experimental e a da calculada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) foi cerca de 22% de perda nos CPs convencionais e 8,6% de perda nos CPs extraídos.

Tabela 10: Comparação entre as resistências à tração NBR 12142 e NBR 6118.

Cilíndricos Convencionais						
NBR 6118				NBR 12142	NBR 6118	Erro
fck (MPa)	fct,m (Mpa)	fctk, inf. (MPa)	fctk,sup (MPa)	fctm (Mpa)	0,7 fctm (MPa)	
40,67	3,55	2,48	4,61	3,96	2,77	22%
Extraídos						
NBR 6118				NBR 12142	NBR 6118	Erro
fck (MPa)	fct,m (Mpa)	fctk, inf. (MPa)	fctk, sup (MPa)	fctm (Mpa)	0,7 fctm (MPa)	
32,06	3,03	2,11	3,94	3,96	2,77	8,6%

Após a verificação do desempenho do concreto convencional, nos próximos parágrafos estão apresentadas as curvas com os concretos com a inclusão de fibras. Na Figura 65, foram plotados os dados obtidos na prensa para o teor de 0,25% no FF/65. Um detalhe importante a ressaltar é que nestes resultados foram suprimidas as áreas de instabilidade pós-pico. Pode-se visualizar que a V1 e V2 tem comportamento residual similar, enquanto que a V3 apresentou um desempenho superior as outras duas. Desta forma, a curva média estimada está situada mais próxima das V1 e V2. Todas as três vigas configuram um comportamento de *Strain-Softening* de acordo com Bentur e Mindess (2007).

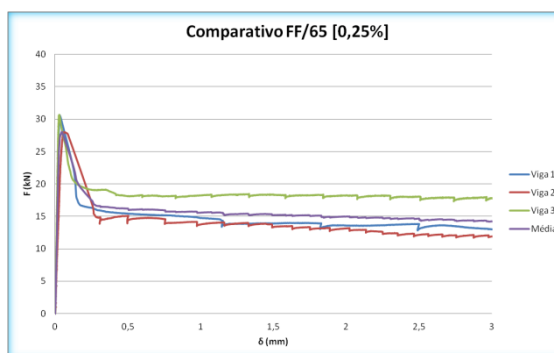


Figura 65: Comparação das três vigas teor 0,25% FF/65, flexão 4 pontos.

Nota-se que após a ruptura as vigas apresentam uma leve tendência à redução da carga à medida que o ensaio prosseguia e se aproximava da deflexão (δ) de 3 mm. Figueiredo (2011) e Bentur e Mindess (2007) justificam este comportamento devido à forma da fibra com ancoragens, pois nas deflexões iniciais as deformações são menores porque as ancoragens funcionam melhor. Em contrapartida do que acontece nas grandes deformações, devido às concentrações de tensões na descontinuidade da fibra (região dos ganchos), ocorre perda de desempenho da fibra seguido de perda de resistência residual.

Na Tabela 11 são apresentados alguns pontos importantes na análise do comportamento das vigas com teor 0,25% e FF/65. As três últimas linhas apresentam o resultado do cálculo de Chauvenet de cada uma das vigas. As tabelas para os outros teores e FF estão alocadas no Anexo A. A seguir estão descritos os significados das siglas apresentadas na tabela, visando um melhor entendimento.

- a) P. Max. (kN) = Carga máxima no regime elástico até a ruptura;
- b) δ -P.Max. (mm) = Deslocamento até o limite da região elástica;
- c) A. Tot. = área total (kN. mm) (elástica + plástica) caracterizando o trabalho dissipado no material;
- d) A. Elas. (kNmm) = Área da região elástica = trabalho na região elástica;
- e) P.F. δ -3 mm- (kN) = Carga residual na deflexão de 3 mm;
- f) FT (MPa) = fator de tenacidade de acordo com os critérios da JSCE-1984 – parte 4.

O maior desvio padrão se encontra na análise do trabalho total dissipado no material, isto se deve ao fato que a V3 tem uma maior área abaixo da curva comparada com a V1 e a V2, que causa esta variabilidade. Os outros itens observados neste teor não apresentam maiores desvios, e assim as três vigas não apresentam discrepâncias acentuadas, que pudessem vir a

ser expurgadas da análise de acordo com o critério de Chauvenet para três amostras, que é de 1,38.

Tabela 11: Dados das vigas, FF/65 – teor 0,25%, flexão quatro pontos.

Fator de Forma 65 – teor 25%						
Vigas	P. Max. (kN)	δ -P.Max. (mm)	A. Tot. (kNmm)	A. Elas. (kNmm)	P.F. δ -3 mm- (kN)	FT (MPa)
1	30,61	0,0316	44,17	0,52	13,01	1,97
2	28,02	0,0583	42,1	0,96	11,93	1,84
3	30,65	0,0281	55,92	1,11	17,75	2,46
Média	29,76	0,039	47,40	0,86	14,23	2,09
Desvio	1,51	0,017	7,45	0,31	3,10	0,33
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	0,56	0,47	0,43	1,12	0,39	0,37
V2	1,15	1,14	0,71	0,32	0,74	0,76
V3	0,59	0,67	1,14	0,80	1,14	1,13

Devido à formação de micro-fissuras, quando se aproxima da carga de pico não se consegue precisar o momento exato em que ocorre o limite da carga elástica, e desta forma se tem uma grande variação de valores. Isso pode ser observado, devido ao fato que a maioria dos desvios padrão da deflexão no patamar elástico é grande (SHACKELFORD, 2014).

O teor de 0,25% de incremento de fibras caracteriza-se por estar abaixo do teor crítico de fibras de aço, que se encontra próximo a 0,80%, de acordo com Figueiredo (2000). Portanto, neste teor, quando as fissuras se propagam elas não encontram obstáculos suficientes (fibras) que possam controlar, dissipar e agir como pontes de transferência, transferindo este excesso de energia para outros pontos, e assim estimulando a múltipla fratura. Na Figura 66 visualizam-se claramente as três vigas após o ensaio com apenas uma fissura.



Figura 66: Fotos das três vigas no teor de 0,25% FF/65.

Seguindo a análise com o FF/65, estudou-se o teor de 0,35%. Neste volume de fibras ocorreu um problema com a V1 e só têm-se os resultados de V2 e V3, sendo que estas duas vigas apresentam comportamentos muito similares. O comportamento deste teor também pode ser classificado como *Strain-Softening* (SORANAKON e MOBASHER; 2007). Na Figura 67, é apresentado o comportamento das duas vigas, que apresentam uma tendência a perder a carga

residual à medida que se aumenta a deflexão, também observado no teor de 0,25%, comportamento típico das fibras com ancoragens (FIGUEIREDO e TORNARI, 2006; FIGUEIREDO, 2011).

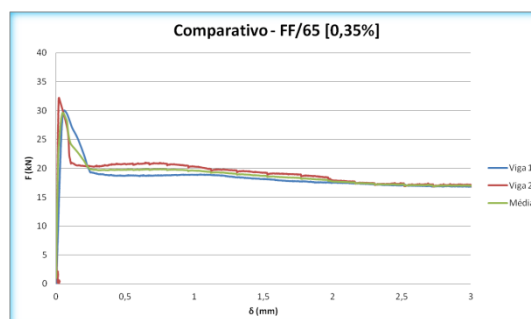


Figura 67: Comparação dos resultados teor 0,35% FF/65, flexão 4 pontos.

As discontinuidades no gráfico mostram-se bem pequenas quando comparadas com os teores de 0,25% e 0,60% deste mesmo fator de forma, fato que comprova que as instabilidades da curva podem estar relacionadas com a realização dos ensaios e não com o teor inserido. Assim, pode-se dizer que as instabilidades estão relacionadas com o sistema de funcionamento da prensa que é *open-loop*, que pode gerar danos ao ensaio (BANTHIA e DUBEY apud Salvador, 2013).

O desempenho do teor mostrou-se “comportado”, ou seja, sem grandes variações, fazendo com que os desvios padrão não sejam acentuados. Pode-se visualizar que os resultados estão muito similares e com diferenças mínimas entre os valores na Tabela 32 do Anexo A. Assim como o teor de 0,25%, este teor de 0,35% também está abaixo do volume crítico de fibras, e igualmente apresentou fissuras isoladas ao invés de ter um comportamento de múltiplas fissuras. Na Figura 68 está demonstrado esse comportamento (NAAMAN e SHAH, 1979).



Figura 68: Fotos das duas vigas no teor de 0,35% FF/65.

A análise do último teor de 0,6% do FF/65 está apresentada nos próximos parágrafos. Primeiramente na Figura 69 se tem os resultados provenientes do ensaio de flexão. Neste gráfico, pode-se observar que a média se concentrou nas imediações da V1 e V2, que

apresentaram um desempenho superior a V3. As descontinuidades na região plástica do ensaio são muito parecidas se repetindo em ciclos, um fenômeno que se sucede em todos os momentos em que ocorre algum escorregamento mais brusco das fibras, e provavelmente, se deve ao ajuste de rigidez da prensa em relação à rigidez da viga.

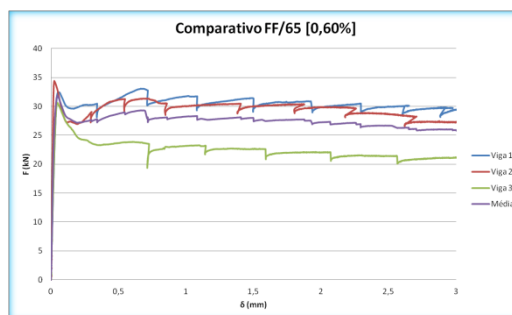


Figura 69: Comparação dos resultados teor 0,60% FF/65, flexão 4 pontos.

Foi verificado que a variação entre as vigas foi maior neste teor de 0,60% do que nos outros teores. Esta grande dispersão de resultados pode ser devido ao fato que as fibras estão dispersas de forma aleatória na mistura, de forma que o posicionamento e a quantidade de fibras em relação à fissura tem grande influência no resultado final, além de que em teores mais elevados a variabilidade tende a ser maior devido a maior quantidade de fibras (GAVA et al., 2007). Além deste fator, o comportamento residual pós-ruptura das vigas está bem próximo da carga de pico, isto significa que o compósito se aproxima do volume crítico (FIGUEIREDO, 2000).

Na verificação da carga máxima da V1, observou-se que esta não correspondia ao limite elástico, e sim a um pico pós-ruptura, onde provavelmente a fissura encontrou uma grande quantidade de fibras que absorveram o excesso de energia e elevaram as tensões suportadas (ACI 544.1 R-96, 2002; FIGUEIREDO, 2011b). Fenômeno que ocorreu próximo a 0,65 mm de deflexão (δ). Verificou-se que as áreas mensuradas abaixo das curvas apresentaram variações e, assim, caracterizando desvios maiores, ocasionando diferentes trabalhos dissipados no material (FIGUEIREDO, 2000). Na análise, a V3 apresenta desempenho menor em relação a V1, a Tabela 33 do Anexo A apresenta os resultados dos ensaios.

Na Figura 70 estão apresentadas as fotos das três vigas utilizadas no ensaio, verifica-se que o comportamento de ruptura é de fratura ou fissuração simples, caracterizado conforme comentado anteriormente, pelo teor estar abaixo do volume crítico (HANNANT, 1978).



Figura 70: Fotos das três vigas no teor de 0,60% FF/65.

Na análise de todas as vigas deste FF/65 verificou-se que o padrão de ruptura sempre ocorria entre os dois cutelos superiores do ensaio de flexão, terço médio da viga. Devido a isto, todos os resultados do FF/65 foram utilizados sem que houvesse a necessidade de expurgo de dados, as variações estão dentro do esperado e, assim, todas as vigas ensaiadas foram validadas.

Sequencialmente continuou-se o mensuramento dos dados com a verificação do FF/80, obtido nos ensaios com o teor de 0,25%. Na Figura 71 encontram-se as curvas de Força (kN) x deflexão (mm). Pode-se conferir que as V1 e V3 tem um comportamento similar, enquanto que a V2 tem uma resistência residual superior que as demais. Assim, como no FF/65 este teor também apresenta descontinuidades no comportamento do gráfico que se parecem com ciclos. Este fator pode ocorrer devido a ajustes que a prensa realiza para manter a taxa de deslocamento prescrito de 0,5 mm/min. Neste teor pode-se observar o comportamento de *Strain Softening* como no FF/65 com este mesmo teor de fibra (TJIPTOBROTO e HANSEN; 1991).

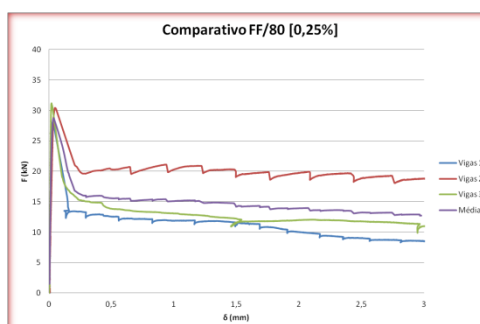


Figura 71: Comparação dos resultados teor 0,25% FF/80, flexão 4 pontos.

Analisando o teor de 0,25% para o FF/80, pode-se observar que os resultados se mostram dentro dos valores aceitáveis para os critérios estatísticos adotados. A V2 teve um desempenho superior à V1 e V3, tornando a média mais alta. A área e a carga residual na deflexão de 3 mm da V2 apresentaram-se superiores e esta discrepância fez que o valor do desvio padrão aumentasse nestas duas variáveis. Todavia, mesmo com os valores de desvio

mais altos, os resultados mostraram estar dentro dos critérios de Chauvenet. A Tabela 34 no anexo apresenta os resultados amostrais.

A perda de carga residual das três vigas, conforme explicado anteriormente, deve-se ao fato da utilização de fibras com ancoragens, que têm melhor capacidade de suporte de carga nas deflexões iniciais, e perda de resistência com o acréscimo de deflexão (BENTUR e MINDESS, 2007). De acordo com Alwan, Naaman, Hansen (1991) e Hannant (1978) sabe-se que o desempenho do CRFA depende também do comprimento e da compatibilidade dimensional entre agregado e fibras. Como os comprimentos utilizados eram os maiores do mercado, as fibras conseguiam agir como pontes de transferência de tensões mesmo em deflexões maiores, fazendo que a perda de carga residual não fosse tão acentuada, sendo também que quanto maior é o comprimento melhor é a aderência da fibra na matriz (HANNANT 1978; FIGUEIREDO, 2011).

As fissuras apresentadas nas vigas são do tipo simples, Figura 72, fato que era esperado, pois o volume de fibras se encontra abaixo do volume crítico e desta forma poucas fibras interceptam as fissuras e não conseguem redistribuir de forma eficiente o excesso de energia (BRANDT, 2009; TANESI, TORNERI, FIGUEIREDO, 1997).



Figura 72: Fotos das três vigas no teor de 0,25% FF/80.

Posteriormente analisou-se o teor de 0,35%, onde todas as vigas apresentaram o comportamento de *Strain Softening*, como era esperado, pois o CRFA tem o volume crítico em torno de 0,80% (FIGUEIREDO, 2011; VARMA et al., 2012). Os ensaios apresentaram uma variabilidade maior entre as amostras se comparados a outros teores, com as três vigas expondo diferentes níveis de carga residual. Os ensaios não apresentaram grandes instabilidades e repetições em ciclos como em outros teores e no mesmo teor para o FF/65, a curva média se aproximou bastante da V3. Os resultados estão apresentados na Figura 71.

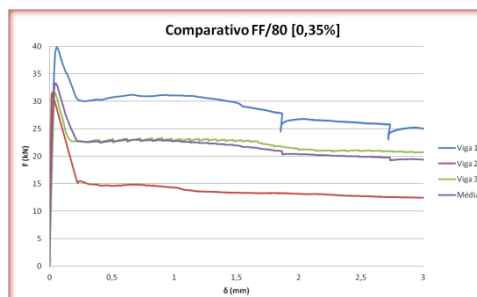


Figura 73: Comparação dos resultados teor 0,35% FF/80, flexão 4 pontos.

Todas as vigas, perto da deflexão de 3 mm apresentaram queda de capacidade de carga logo após a ruptura, fenômeno anteriormente comentado devido às fibras possuírem ganchos (NAAMAN et al., 1989). Porém, observou-se neste teor que a queda foi mais suave que em outros teores. A V2, por exemplo, logo após a queda na carga máxima apresentava a carga em torno de 15 kN, sendo que sua carga final em 3 mm de deflexão era de 12,44 kN.

Na análise de cada um dos pontos importantes do ensaio verificou-se que a diferença entre as áreas totais, trabalho dissipado no material, segundo Figueiredo (2000), mostrou-se elevada, sendo que a energia total da V1 é de 86,35 kN.mm enquanto que a energia da V2 é de 42,96 kN.mm, configurando desta forma um desvio de 21,73. Porém, na verificação do teste de Chauvenet os valores amostrais obtidos apresentavam valores aceitáveis. Os dados detalhados encontram-se na Tabela 35 do Anexo A.

Foi analisado o padrão de fissuração das vigas e observou-se que elas se comportavam conforme esperado (Figura 74), apresentando uma fissuração principal na região central, comportamento típico *strain-softening* (LI e WU, 1992).



Figura 74: Fotos das três vigas no teor de 0,35% FF/80.

O último teor analisado foi o de 0,60% para o FF/80. Nota-se que devido ao teor estar próximo ao volume crítico 0,8% o ensaio começa a apresentar um comportamento próximo ao *strain-hardening* (TANESI, FIGUEIREDO, 1999).

Segundo Gava et al (2007), como as fibras estão dispostas randomicamente dentro da matriz cimentícia, dispersões são geradas e a variabilidade dos resultados pode ser alta. Porém,

apesar disto, notou-se que neste teor a variabilidade do ensaio foi bem menor que nos outros teores do FF/80, mesmo quando comparado com o mesmo teor do FF/65. Deve-se ter cuidado ao avaliarem-se as variações de comportamentos dos ensaios, porque muitas destas podem ser interpretadas como ruídos. Os resultados são demonstrados na Figura 75.

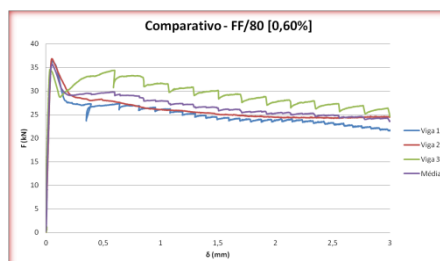


Figura 75: Comparação dos resultados teor 0,60% FF/80, flexão 4 pontos.

Este ensaio apresentou ciclos de instabilidades, sendo que a V1 apresentou 26 ciclos, na V2 os ciclos são muito pequenos, enquanto que a V3 apresentou 12 ciclos com intervalos maiores. Como justificado anteriormente, este comportamento ocorre provavelmente devido a acomodações da rigidez da prensa e da viga, devido ao sistema *open-loop*. Salienta-se que a carga de pico de ruptura da V3 foi de 34,4 kN e que durante o ensaio, no comportamento pós-ruptura, foi atingida em um dos ciclos uma carga de 34,63 kN. Verificou-se que as cargas máximas de ruptura no regime elástico não apresentaram grandes variações. Na Tabela 36 do anexo A encontram-se os resultados deste ensaio.

As fissuras se comportaram preferencialmente na forma de fratura simples, um desempenho típico de teores abaixo do volume crítico. Porém, a V1 apresentou uma leve tendência a apresentar mais caminhos de fissuras, comportamento justificado por este teor aproximar-se do teor crítico e estar aproximando-se da múltipla fissuração (Figura 76) (NAAMAN e SHAH, 1979).



Figura 76: Fotos das três vigas no teor de 0,60% FF/80.

A avaliação dos ensaios do FF/80 mostrou-se dentro dos intervalos estipulados no critério de Chauvenet, quando comparado ao FF/65 à variabilidade das amostras dentro do próprio teor foi maior. Este fenômeno pode ter ocorrido devido ao fato que, como as fibras são dosadas em

volume ou peso por metro cúbico, e assim, quanto maior o FF maior será a quantidade de fibras por seção (FIGUEIREDO, 2011). Todavia, nenhum dos resultados se mostrou fora dos padrões, de forma que pudesse ser expurgado. Em relação à região de ruptura das vigas, em todas as amostras mostrou-se entre o terço médio do vão central, corroborando para que desta forma que nenhum resultado fosse excluído.

Para comparação de comportamentos do CRFA, analisou-se primeiramente as médias do FF/65 que podem ser visualizadas na Figura 77, que contém a média de cada um dos 3 teores acrescido do testemunho, com a supressão da instabilidade pós-pico, devido ao fato que o sistema utilizado era *open-loop* (GAPALARATNAM e GETTU, 1994, SALVADOR 2013). O resultado foi o esperado, pois as vigas com os teores maiores de fibra apresentaram maior capacidade de absorção de energia (maior trabalho dissipado no material) e, com isso, aumento na resistência à tração na flexão. Como estão muito próximos os teores de 0,25% e 0,35% apresentaram comportamento parecido, enquanto que o teor de 0,60% teve um desempenho superior, se aproximando do volume crítico (NEVILLE e BROOKS, 2010; SHAH e SKARENDAHL, 1985). Aveston, Cupper e Kelly (1971) afirmam que o teor de fibras é o primeiro definidor do comportamento final do compósito.

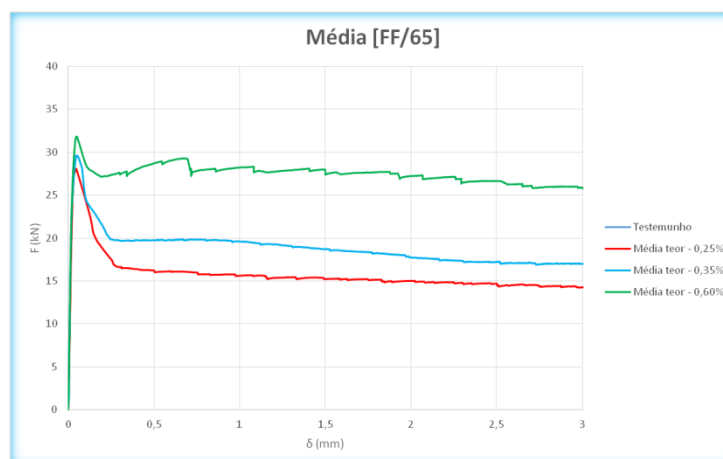


Figura 77: Comparativo das médias do FF/65.

Na Figura 78 e na Tabela 12 verifica-se que à medida que se aumentou o teor de fibras obteve-se um ganho na resistência de pico de quase 10% em relação à resistência do concreto sem fibras, porém o desvio padrão se mostrou alto em relação ao aumento conferido. Este comportamento pode ser creditado ao fato que quando a matriz se rompe transfere a carga para as fibras, um processo que pode gerar um incremento de energia e aumento na carga de

pico. Também deve ser lembrado que o sistema utilizado pela prensa era o *open-loop* (FIGUEIREDO 2000).

Comparando-se os três teores consegue-se estimar que exista uma tendência de aumento da resistência de pico com o aumento dos teores de incremento de fibras, apesar de o desvio ser alto e acabar por gerar ruídos nos resultados. Portanto, pode-se dizer da mesma forma que existe uma tendência ao aumento da resiliência com o aumento do teor de fibra, sendo que os três teores apresentaram uma ductilidade maior que a do concreto convencional (SHACKELFORD, 2014).

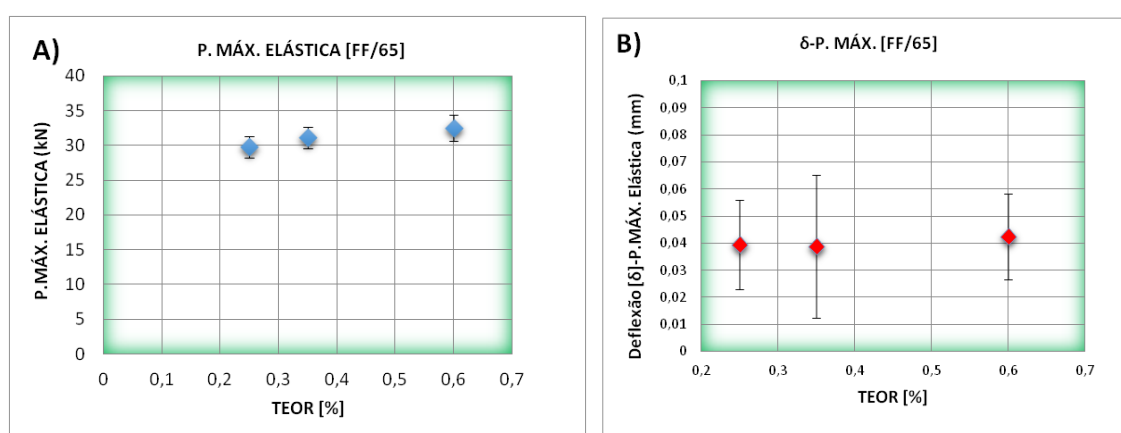


Figura 78: Comparativo da carga máxima (a) e da deflexão na carga máxima (b) FF/65.

Em relação ao momento em que ocorre esta carga de pico mencionada anteriormente, de acordo com a Figura 78, a variação de valor de deflexão para todos os teores é muito próxima, ainda salientando que o desvio amostral é bem alto. Assim, o aumento no teor de fibras não tem influência no valor de deflexão da carga de ruptura elástica. É difícil precisar o momento em que ocorre a ruptura, devido à microfissuras que vão se formando e se unindo com o aumento de carga, um processo aleatório devido à distribuição das fibras. O sistema de funcionamento da prensa *open-loop* também colabora para esta imprecisão de resultados (GRAEFF, 2011; SALVADOR, 2013).

De acordo com a JSCE (1984), um dos parâmetros utilizados para avaliar as características do CRFA é o fator de tenacidade (FT), que pode ser visualizado na Figura 79, em um gráfico FT em função do teor de fibra em % por volume de concreto. Conforme Figueiredo (2007) e Higa et al., (2007), a relação entre o teor de fibras e o FT não é linear, fato constatado no FF/65. Uma linha de tendência logarítmica representou melhor este comportamento, que apresentou

um $R^2 = 0,98$, e por isso pode se dizer que o modelo aproxima bem o comportamento dos teores, e assim pode-se afirmar que o teor de fibras influencia no FT.

Entre os teores, a maior variabilidade ocorreu com o teor de 0,60%. Como ocorreu um problema com uma das vigas do teor de 0,35% a variabilidade foi baixa para este teor. Analisando os teores de 0,25% e 0,35% observa-se que houve um acréscimo no FT de quase 20% enquanto que para a relação entre o 0,25% e o 0,60% o ganho foi de quase 75%.

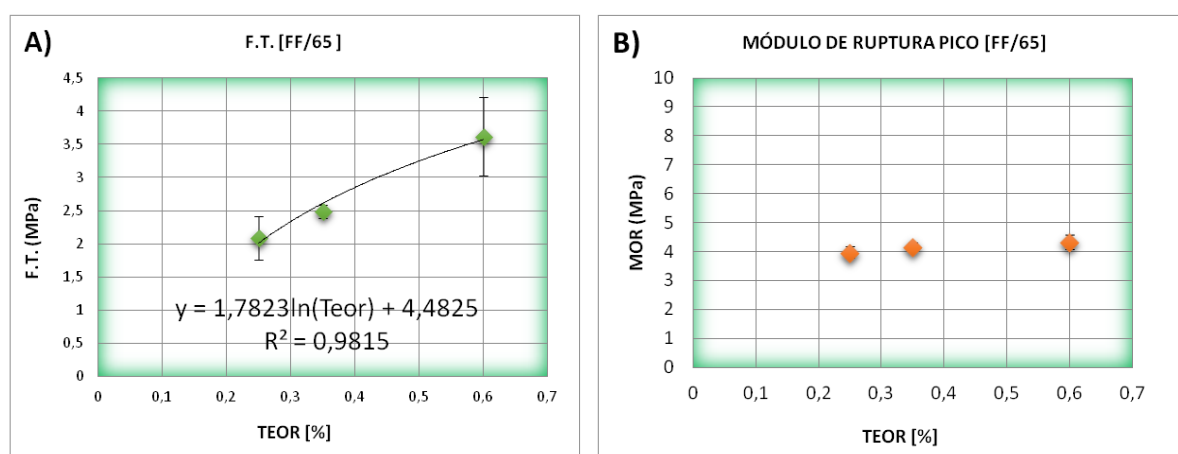


Figura 79: Comparativo Fator de Tenacidade (a) e Módulo de Ruptura (b) FF/65.

Existe um acréscimo na resistência residual na deflexão de 3 mm com o aumento do teor de fibras, o acréscimo entre o teor de 0,25% e 0,60% pode ser de quase 85% (Figura 77), e assim o comportamento das amostras seguiu o padrão esperado (SALVADOR, 2013).

Foi calculado, também de acordo com a JSCE (1984), o MOR, módulo de ruptura na carga de pico (MPa) e, conforme esperado, o módulo de ruptura aumentou com o acréscimo no teor de fibras. Na Tabela 12 pode-se avaliar os resultados obtidos para as médias das principais variáveis do ensaio.

Tabela 12: Comparação de dados FF/65 – teores 0,25%, 0,35% e 0,60%.

Teor (%)	P. Max. (kN)	δ -P.Max. (mm)	P.F. δ -3 mm- (kN)	FT (MPa)	MOR (MPa)
Médias					
0,25	29,75	0,0393	14,23	2,09	3,97
0,35	31,12	0,0389	16,96	2,49	4,15
0,60	32,48	0,0425	25,93	3,62	4,33
Desvios					
0,25	1,51	0,0165	3,10	0,33	0,20
0,35	1,57	0,0265	0,15	0,11	0,15
0,60	1,90	0,0159	4,24	0,59	0,25

O FF/80 também foi analisado da mesma forma que o FF/65, e nos próximos parágrafos serão debatidos alguns tópicos importantes. Assim como no FF/65, também foram suprimidas as áreas de instabilidades pós-pico, que causam distorções no real comportamento do CRFA (GAPALARATNAM; GETTU, 1994). Na Figura 80 estão apresentadas as curvas médias dos três teores em conjunto com o testemunho. Os comportamentos mostram-se bem distintos sendo que a maior área de tenacidade, que corresponde à energia que o CRFA pode absorver, é do teor de 0,60%, seguido dos teores de 0,35% e 0,25%.

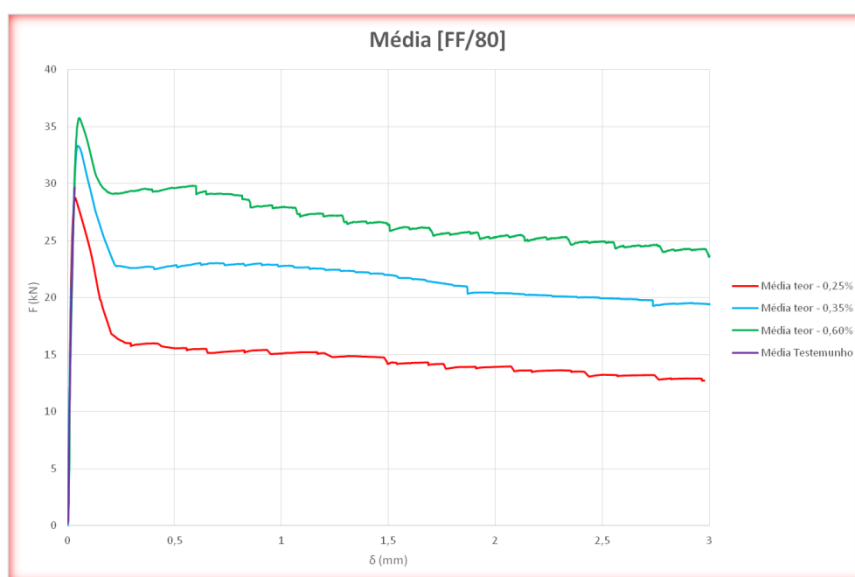


Figura 80: Comparativo das médias do FF/80.

A análise da carga máxima do CRFA revela um comportamento parecido com o FF/65. Pode-se afirmar que existe a tendência ao ganho de carga última, contudo um ganho pequeno. Cabe ressaltar que ocorreu uma alta variação do desempenho do teor de 0,35% apresentando um desvio padrão alto, que pode gerar alguma incerteza quanto aos ganhos. Segundo Toaldo, Monte e Figueiredo (2013), este comportamento pode ser conferido devido a instabilidades da prensa, que utiliza um sistema *open-loop* de controle de velocidade. Esta tendência à instabilidade sempre acomete os teores com menor inserção de fibras, e deve ser mais bem investigada em ensaios futuros. Em valores absolutos em relação ao testemunho os ganhos foram de quase 22%, desconsiderando a variabilidade amostral, conforme mostra a Figura 80.

A mesma análise realizada para a carga de pico foi proposta para avaliar o momento em que ocorre esta carga máxima. Devido aos resultados serem muito sensíveis e a prensa utilizada não possuir este grau de acurácia, não se conseguiu precisar o momento da deflexão em que ocorre a carga de pico e mudança de comportamentos do elástico para o plástico. Sabe-se que

entre o fim da zona linear elástica e o começo da zona inelástica existe uma região onde o concreto encontra-se com múltiplas microfissuras, e isto causa perda de rigidez do CRFA, de acordo com Tjiptobroto e Hansen, (1991) e Bentur e Mindess, (2007).

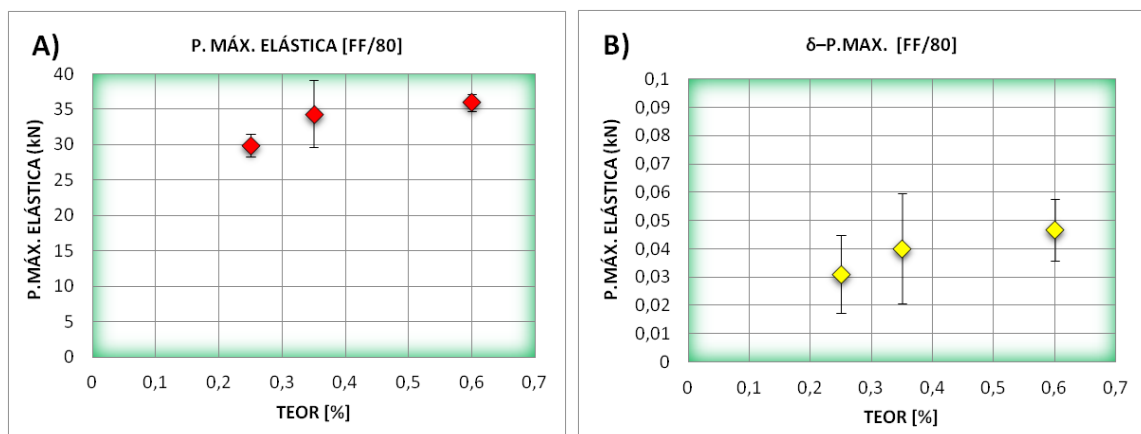


Figura 81: Comparativo da carga máxima (a) e da deflexão na carga máxima (b) do FF/80.

A Figura 82 apresenta a relação entre o FT e o teor de fibras. Visualiza-se que a variabilidade amostral foi grande, sendo que o desvio no teor de 0,35% foi de 0,95 MPa, isto causa uma incerteza nos resultados, sendo que os outros desvios mostraram-se altos também. Porém, observa-se que existe uma tendência ao ganho de FT com o aumento do teor de fibras. Com a análise de regressão linear chegou-se a um $R^2 = 0,88$, e utilizou-se desta forma um modelo de regressão logarítmico que aproxima de forma relativamente bem o comportamento dos três teores em relação ao FT, com um $R^2 = 0,94$. Em pesquisas anteriores já se havia comprovado que o FT não tem relações lineares com o teor de fibras (HIGA et al., 2007; FIGUEIREDO, NUNES e TANESI, 2000).

Foi calculado o MOR de acordo com a norma japonesa JSCE (1984), e constatou-se que também existe uma tendência a acréscimo de carga, sendo que o desvio padrão do teor 0,35% também foi mais pronunciado que os outros teores.

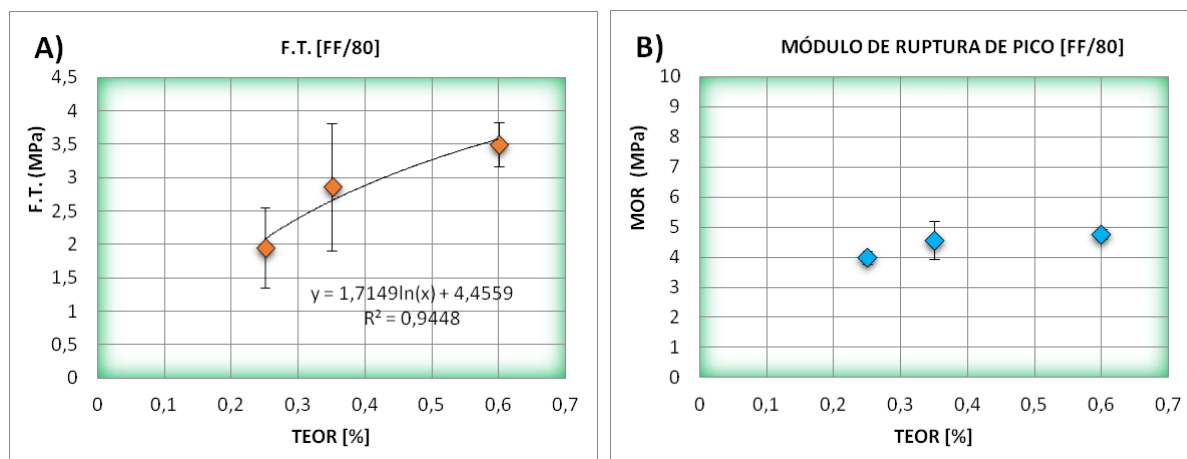


Figura 82: Comparativo do Fator de Tenacidade (a) e Módulo de Ruptura (b) do FF/80.

Na Tabela 13 estão os valores das médias e dos desvios padrão do FF/80 para efeito de comparação.

Tabela 13: Comparação de dados FF/80 – teores 0,25%, 0,35% e 0,60%.

Teor (%)	P. Max. (kN)	δ -P.Max. (mm)	P.F. δ -3 mm- (kN)	FT (MPa)	MOR (MPa)
Médias					
0,25	29,90	0,0310	12,71	1,95	3,99
0,35	34,33	0,0401	19,39	2,87	4,58
0,60	35,96	0,0467	23,60	3,50	4,78
Desvios					
0,25	1,59	0,0138	5,34	0,60	0,21
0,35	4,75	0,0195	6,39	0,96	0,63
0,60	1,18	0,0011	1,76	0,33	0,17

Na continuação da análise do ensaio de flexão de 4 pontos, foi realizada a comparação entre o FF/65 e o FF/80. Os resultados da média do teor de inserção de 0,25% estão apresentados na Figura 83. O FF/80 apresentou uma carga de pico levemente maior enquanto que no decorrer do ensaio o FF/65 teve um desempenho melhor. Porém os resultados estão muito próximos e não se consegue afirmar que houve um desempenho melhor do FF/80. Essas diferenças de desempenhos são mínimas e podem se explicadas como ruído no ensaio.

Como o FF/80 tem maior quantidade de fibras por seção, era esperado que obtivesse um desempenho superior, porém isso não ocorreu. A justificativa para tal se deve ao fato que o concreto utilizado na pesquisa é de resistência média, e o comprimento da fibra está abaixo do crítico, aliado com uma alta resistência da fibra. Isso faz com que ocorra um desprendimento da fibra em relação a matriz. Assim, as características mecânicas e geométricas da fibra se sobrepõem a uma maior quantidade de fibras por seção, creditado ao maior FF.

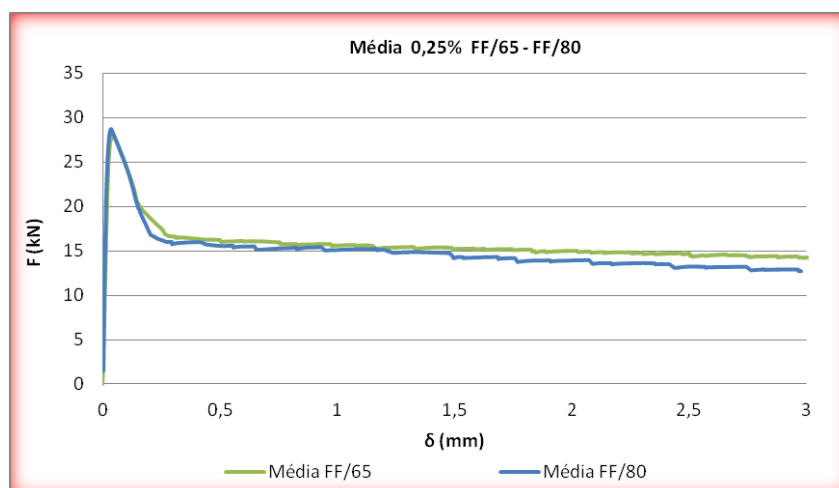


Figura 83: Comparativo do fator de forma FF/65 e FF/80 teor de 0,25%.

A Figura 84 apresenta a variação da carga de pico no teor de 0,25% para o FF/65 e FF/80, com seus respectivos desvios padrão, não se pode afirmar que um teor teve melhor desempenho que o outro devido à variação dos resultados. O mesmo pode ser dito para a deflexão na carga máxima, pois os valores estão muito próximos e, assim, o desempenho dos FF foi muito similar. Garcez (2005) já havia avaliado que a mudança no FF não tinha grandes consequências na variação de resistência à compressão diametral.

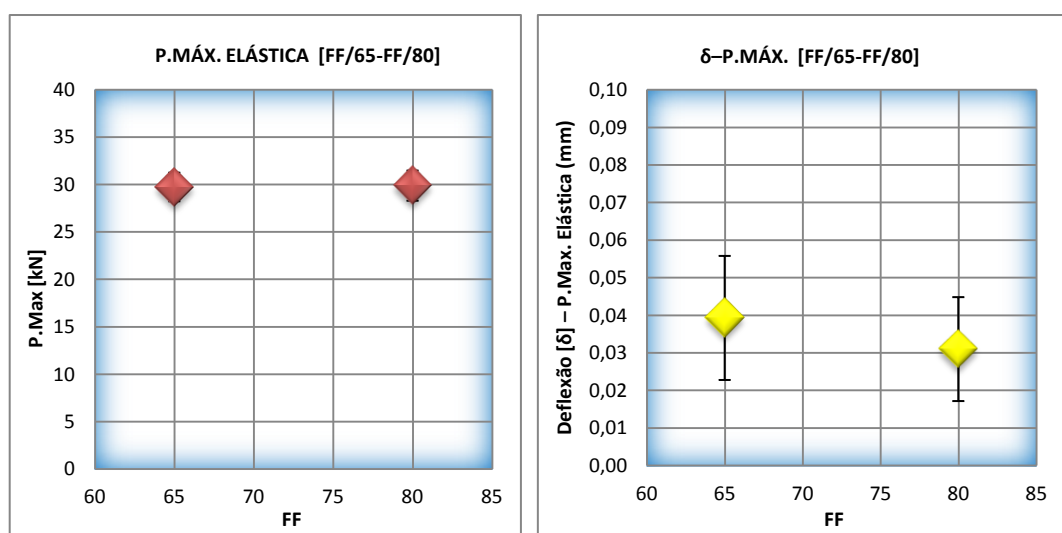


Figura 84: Comparativo da carga máxima, e da deflexão na carga máxima do FF/65 e FF/80 - teor de 0,25%.

Na Figura 85 encontram-se os resultados do FT e do MOR calculados, e observa-se que estão muito próximos configurando-se, assim, que não existem diferenças entre os resultados, corroborando que neste teor mais baixo a mudança no FF não afeta o desempenho do compósito.

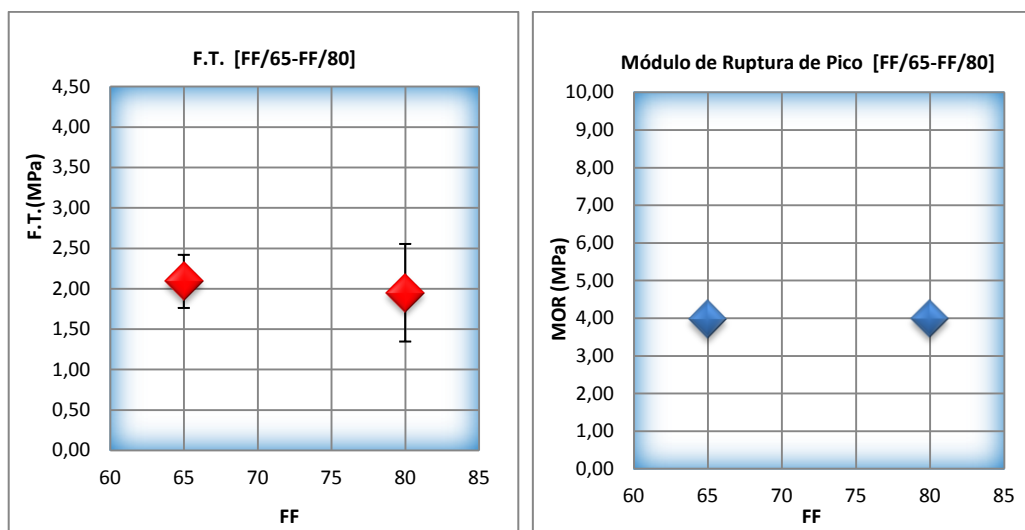


Figura 85: Comparativo do Fator de Tenacidade e Módulo de Ruptura do FF/65 e FF/80.

Seguindo a análise foi comparado o teor de 0,35% para os dois FF/65 e FF/80, ver Figura 86. Neste teor o comportamento esteve mais próximo do esperado, pois o FF/80, por ter mais fibras por seção teve um desempenho superior ao FF/65. Nunes e Agopyan (1998) corroboram afirmando que com o aumento do FF tem-se aumento da tenacidade do CRFA. Pode-se observar que o incremento foi observado na carga de pico e nas outras deflexões mais acentuadas, sempre observando que a sensibilidade do ensaio é muito importante para discrepâncias nos resultados, visto na Figura 86.

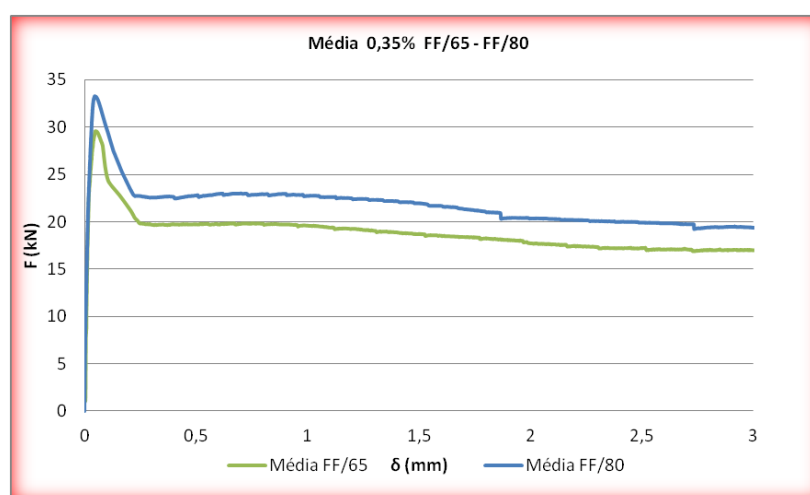


Figura 86: Comparativo do Fator de Forma FF/80 e FF/65 teor de 0,35%.

De acordo com a Figura 87, que representa a comparação entre os dois FF, pode-se dizer que em relação à carga de pico existe uma pequena tendência a acréscimo com o aumento do FF, porém devido ao desvio padrão do FF 80 ser elevado não se consegue afirmar em relação ao

desempenho dos dois FF. Em relação ao deslocamento da carga antes da ruptura pode-se dizer que seu desempenho foi semelhante.

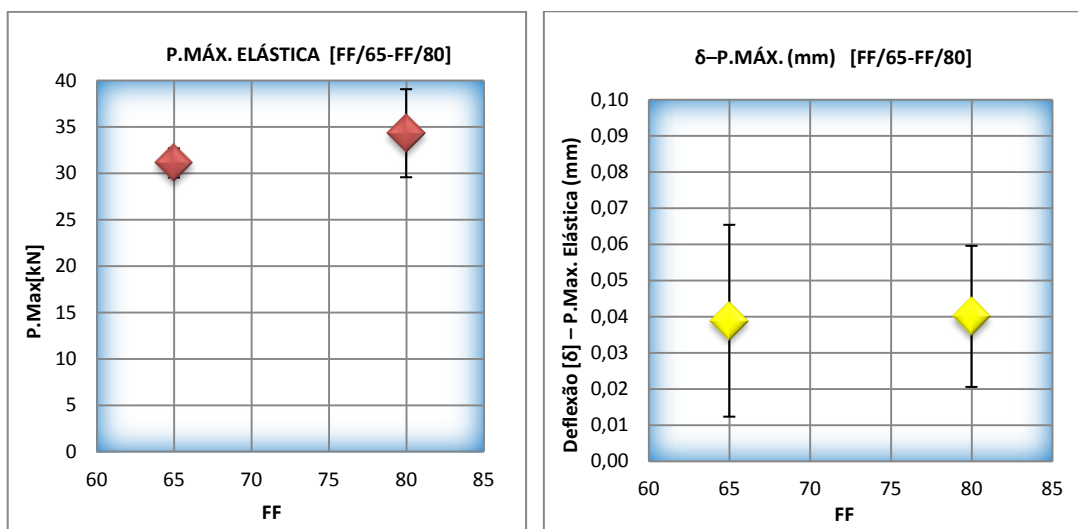


Figura 87: Comparativo da carga máxima, e da deflexão na carga máxima do FF/65 e FF/80 - teor de 0,35%.

Na comparação entre os FT percebe-se que houve um acréscimo com o aumento do FF, porém os resultados do desvio padrão geram imprecisões em relação ao desempenho superior do FF/80. Em valores, o FF/65 apresentou um FT de 2,48 MPa, enquanto que o FF/80 proporcionou um FT de 2,86 MPa, revelando um aumento de quase 15%. Em relação ao módulo de ruptura, observou-se um acréscimo, porém esperava-se que o comportamento do FF/80 fosse superior.

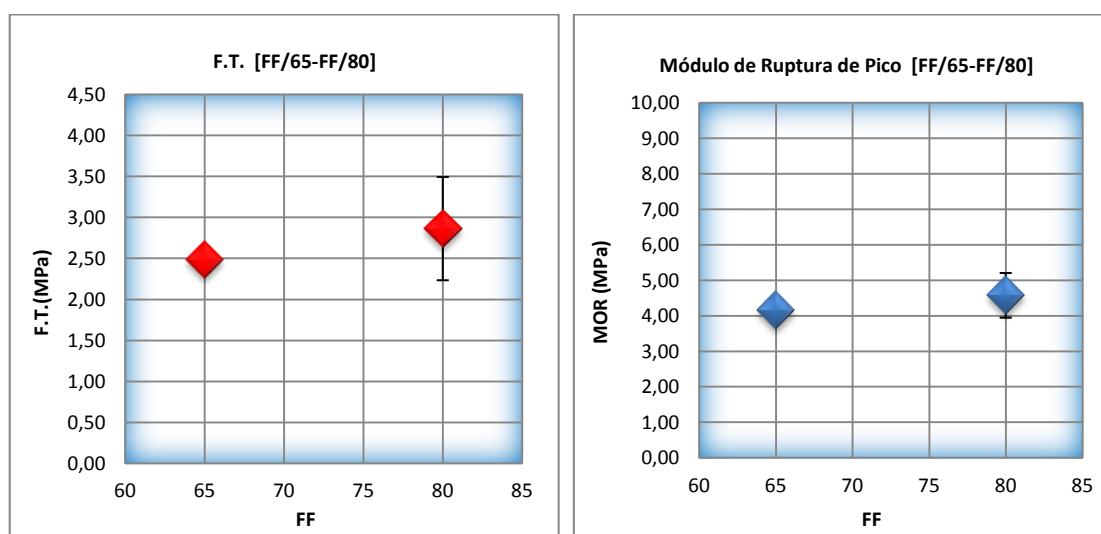


Figura 88: Comparativo da carga máxima, e da deflexão na carga máxima do FF/65 e FF/80 - teor de 0,35%.

O último teor avaliado foi o de 0,6% de adição de fibras na qual foram comparados os desempenhos dos dois FF/65 e FF/80. Neste teor também se observa que os desempenhos estão muito próximos, sendo que nas deflexões iniciais o FF/80 apresenta um desempenho superior em relação ao FF/65. Porém, com o aumento dos deslocamentos, o FF/65 obteve um desempenho superior, isto comprova o que foi observado anteriormente, e com a afirmação de Garcez (2005) e Nunes e Agopyan (1998), que o teor de fibras tem uma influência muito maior na tenacidade do compósito que a variação no FF, Figura 89.

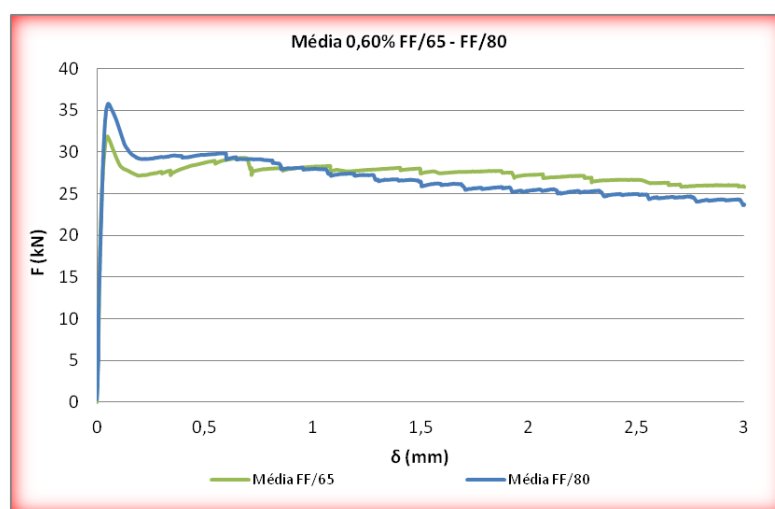


Figura 89: Comparativo do Fator de Forma FF/80 e FF/65 teor de 0,60%.

Em relação à carga de pico pode-se dizer que o FF/80 apresentou um melhor desempenho em relação ao FF/65, já considerando o fato que a variação se mostrou baixa. Porém, a análise é inconclusiva para os deslocamentos no momento em que ocorre a carga máxima elástica (Figura 90).

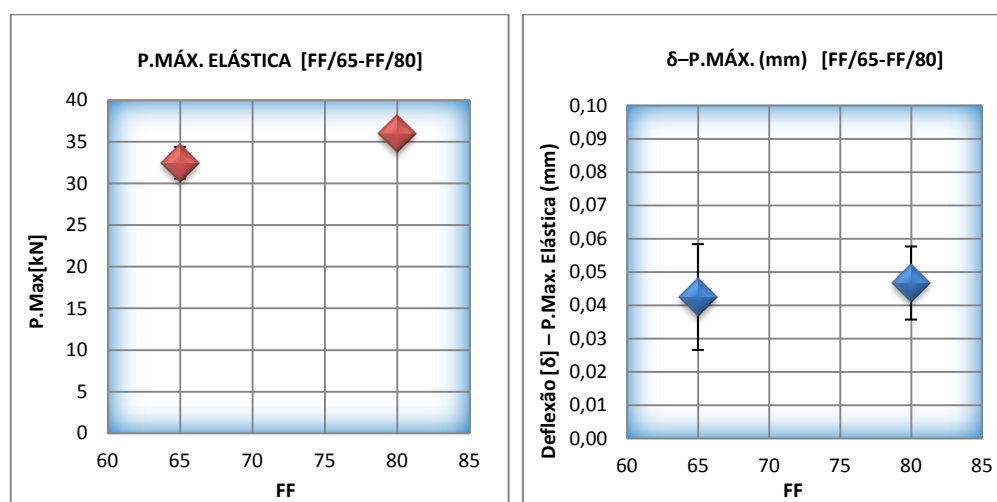


Figura 90: Comparativo da carga máxima, e da deflexão na carga máxima do FF/65 e FF/80 - teor de 0,60%.

Na análise do FT um fenômeno interessante ocorreu, pois durante o processo de deflexão o rendimento do FF/60 ultrapassou o do FF/80, o que comprova que a influência do FF é muito baixa quando os comprimentos das fibras são grandes, aliado com uma alta resistência, levando em consideração que foram avaliadas duas fibras com dois comprimentos iguais, que são muito recomendadas para pisos industriais. O módulo de ruptura do FF/80 mostrou-se superior ao do FF/65, conforme já havia sido observada na análise da carga de pico (Figura 91).

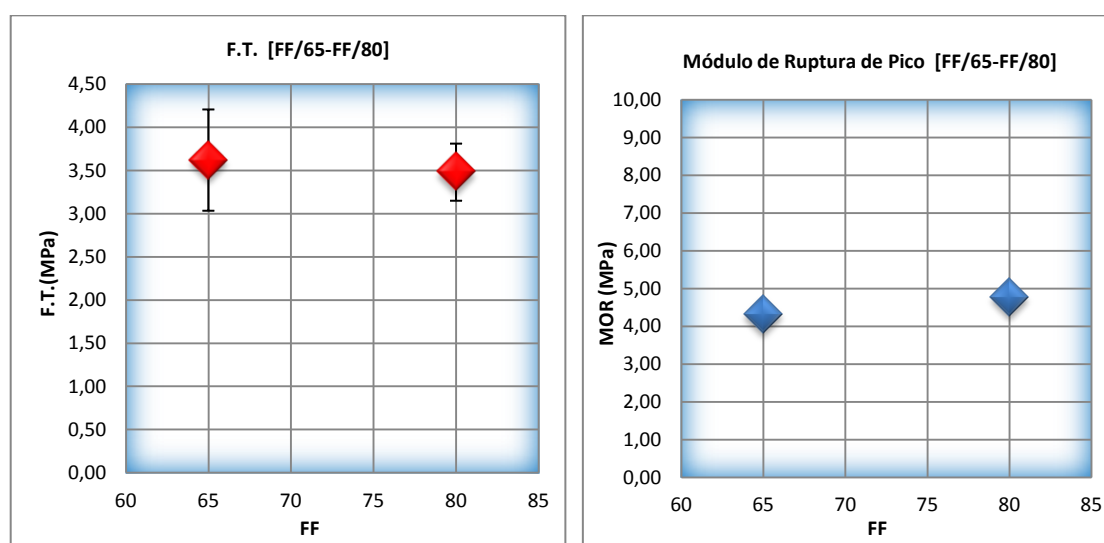


Figura 91: Comparativo da carga máxima, e da deflexão na carga máxima do FF/65 e FF/80 - teor de 0,60%.

Também foi realizada a análise de acordo com a ASTM C1609 (2010), que avalia as resistências residuais nos deslocamentos L/600 e L/150. Cabe ressaltar que o ensaio deveria ter tido uma velocidade controlada nos dois trechos estudados, porém devido a limitações foi utilizada apenas a velocidade de 0,5 mm/min. Os resultados estão apresentados na Tabela 14. Nesta avaliação pode-se ver que os valores de resistência residuais tendem a aumentar com o aumento do teor, salientando também que a resistência residual na deflexão L/600 tende a ser maior que na deflexão L/150, comprovando que fibras com ganchos perdem capacidade resistente com o aumento da deflexão.

Tabela 14: Comparação de dados ASTM C1609 (2010) – F/80 – teores 0,25%, 0,35% e 0,60%.

Vigas	Trecho	FF/65			FF/80		
		0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%
V1	L/600	2,03	2,50	4,07	1,63	4,12	3,58
V2	L/600	1,94	2,78	4,14	2,70	1,97	3,61
V3	L/600	2,41		2,98	1,78	3,06	4,45
Média	L/600	2,13	2,64	3,73	2,04	3,10	3,88
Desvio	L/600	0,25	0,20	0,65	0,58	1,08	0,49
V1	L/150	1,73	2,25	3,91	1,14	3,34	2,88
V2	L/150	1,59	2,27	3,63	2,50	1,66	3,27
V3	L/150	2,37		2,83	1,46	2,76	3,29
Média	L/150	1,90	2,26	3,46	1,70	2,59	3,15
Desvio	L/150	0,41	0,020	0,57	0,71	0,85	0,24

Após a verificação dos dados experimentais, foi realizada a análise de variância (ANOVA), onde foi utilizado fator duplo, grau de significância de 0,05. Os dados estão apresentados na Tabela 15. Foi realizada a análise observando a carga de pico máxima e o Fator de Tenacidade.

Tabela 15: Análise estatística ANOVA flexão a quatro pontos.

Fonte da Variação	Fator de Tenacidade		Carga máxima	
	F	F crítico	F	F crítico
Fator de Forma	0,06	18,51	3,26	10,13
Teor de Fibras	27,51	19	5,59	9,27

De acordo com os resultados estatísticos da ANOVA, pode-se estimar os resultados de acordo com a comparação do F com o F crítico. Quando a análise é realizada verificando o FT (fator de tenacidade) percebe-se que a variação no FF não causa tanto impacto devido ao $F < F$ crítico. Já se havia observado que o acréscimo na carga máxima havia sido muito pequeno em relação ao concreto sem a adição de fibras. Estes resultados confirmam esta premissa. A análise realizada com teor de fibras mostra que esta variável tem influência significativa nos resultados do FT, devido ao fato que $F > F$ crítico, influenciando diretamente seu comportamento.

6.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLEXÃO A TRÊS PONTOS

O ensaio de três pontos foi realizado conforme a norma EN 14651 (2005) que consiste na utilização de vigas com 55 cm de comprimento com seção de 15 x 15 cm, o vão livre corresponde a 50 cm, com um entalhe central de 25 mm de profundidade. As vigas foram ensaiadas aos 28 dias de cura junto com as vigas dos ensaios de quatro pontos. Para realização deste ensaio foi utilizado um *clip gauge*, desenvolvido e confeccionado por Quinino (2007), a

partir deste equipamento pode-se transformar deformações dos *strain gauges* em abertura de fissura (CMOD).

Nos ensaios de três pontos foi calculada a resistência residual para cada uma das vigas de acordo com a EN 14651 (2005), sendo também avaliada a variabilidade amostral para cada ponto de abertura de fissura. Nestes resultados também foram suprimidas as áreas de instabilidade pós-pico. É importante ressaltar que o comportamento do ensaio em todos os teores estudados apresentou um desempenho mais estável em comparação com o ensaio de quatro pontos, fato que está relacionado com o entalhe na viga, que “força” a nucleação da fissura neste local, minimizando a dispersão de energia em outros pontos e concentrando as tensões apenas na abertura da fissura.

Assim como no ensaio de flexão de quatro pontos, foram avaliados os resultados para cada teor e verificada a sua discrepância amostral, comparando os ganhos que a inserção de fibras inferiu no CRFA. Na Figura 92 pode-se observar o comportamento de vigas de concreto sem a adição de fibras com um entalhe central. As três vigas se comportam de forma muito similar, com uma curva de amolecimento pós-ruptura. A média dos resultados se situa próxima à V2 e à V3.

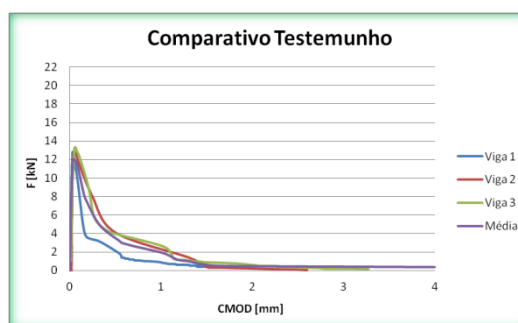


Figura 92: Comparativo de comportamento do testemunho, flexão 3 pontos.

Na Tabela 37, do Anexo A, pode-se visualizar os resultados dos ensaios de flexão. A carga máxima no limite de ruptura foi muito próxima para todos os valores de flexão, configurando desta forma uma baixa dispersão amostral. A abertura de fissura no momento da carga máxima apresentou uma variabilidade maior, devido ao fato que as microfissuras vão se propagando, e distorcendo a curva e gerando incertezas em relação ao momento em que ocorreu a carga máxima.

Após a avaliação do comportamento do testemunho do concreto sem fibras, foi realizada a avaliação do desempenho de todos os teores, e o primeiro resultado que será apresentado é o do teor de 0,25% para o FF/65. Visualiza-se uma coerência no seu desempenho, pois o teor está abaixo do volume crítico. Após a queda de capacidade resistente, o teor nas três amostras apresentou uma capacidade de manter a carga residual, configurando uma situação de atrito ideal de acordo com Rendon et al (2001), a média dos resultados aproximou-se do comportamento da V2, Figura 93.

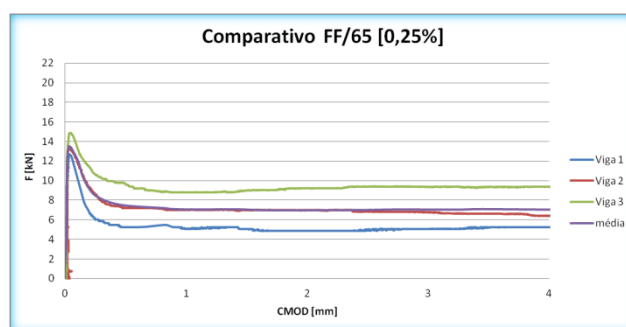


Figura 93: Comparativo de comportamento do teor de 0,25% FF/65.

Para uma análise mais refinada dos resultados, na Tabela 16 estão apresentados os resultados de cada um dos pontos principais do gráfico e em cada coluna estão apresentados os seguintes parâmetros.

- a) P. Max. (kN) = Carga máxima no regime elástico até a ruptura;
- b) Fct, L. (N/mm²) = Limite de proporcionalidade LOP;
- c) F1 (N/mm²) Resistência residual à flexão correspondente à abertura de fissura de 0,5 mm;
- d) F2 (N/mm²) Resistência residual à flexão correspondente à abertura de fissura de 1,5 mm;
- e) F3 (N/mm²) Resistência residual à flexão correspondente à abertura de fissura de 2,5 mm;
- e) F4 (N/mm²) Resistência residual à flexão correspondente à abertura de fissura de 3,5 mm.

O cálculo destas variáveis segue os preceitos da norma EN 14651 (2005). Em todos os pontos de abertura de fissura não houve uma grande discrepância em cada uma das três vigas, porém observou-se que após alcançar o limite elástico, as variações aumentaram devido à sensibilidade dos *clips-gauges* em relação ao ensaio, lembrando que a velocidade do ensaio utilizada foi acima do limite estabelecido pela EN 14651 (2005). Porém, todos os resultados

estavam dentro do limite estabelecido para o Critério de Chauvenet com três amostras de dados.

Tabela 16: Dados FF/65 – teor 0,25%.

Vigas	P. Max. (N/mm ²)	Fct. L. (N/mm ²)	F1. (N/mm ²)	F2. (N/mm ²)	F3. (N/mm ²)	F4. (N/mm ²)
1	12,69	4,06	1,75	1,68	1,56	1,64
2	13,30	4,13	2,29	2,23	2,18	2,11
3	14,90	4,75	3,13	2,86	2,99	2,97
Média	13,63	4,31	2,39	2,26	2,24	2,24
Desvio	1,15	0,38	0,69	0,59	0,72	0,68
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	0,82	0,67	0,92	0,98	0,95	0,89
V2	0,28	0,48	0,14	0,045	0,089	0,19
V3	1,11	1,15	1,06	1,02	1,04	1,08

Na Figura 94 visualizam-se os padrões de fissuração das três vigas nos ensaios. Pode-se conferir que as fissuras nucleiam-se a partir do entalhe central.



Figura 94: Fotos das três vigas no teor de 0,25% FF/65.

O segundo teor analisado foi o de 0,35%. Neste teor a variação entre os resultados mostrou-se muito menor em comparação com o teor de 0,25% do FF/65, visualizado na Figura 95, assim indicando baixa variação amostral do ensaio. O padrão de comportamento das vigas está dentro do previsto para um teor abaixo do volume crítico, com a continuação da abertura da fissura. Durante o ensaio as vigas não perderam capacidade resistente residual, configurando um escorregamento ideal da fibra, mantendo sua a capacidade portante.

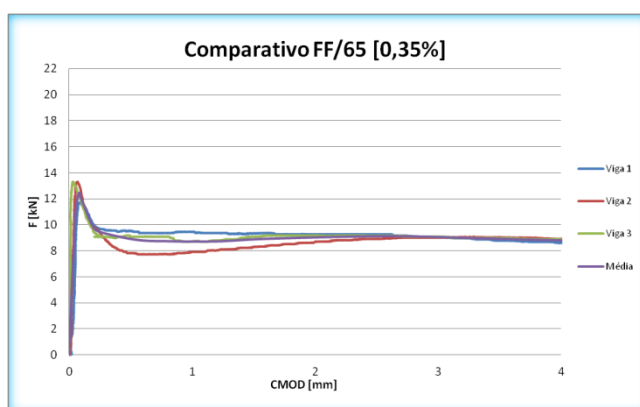


Figura 95: Comparativo de comportamento do teor de 0,35% FF/65, flexão 3 pontos.

Para uma análise estatística dos resultados foi criada a Tabela 38, do Anexo A. Nela verifica-se que os valores amostrais de desvio padrão foram extremamente baixos, conferindo uma alta acurácia dos resultados. Observa-se que logo após a carga de pico houve uma pequena instabilidade no comportamento do gráfico da V2, fato que ocorreu devido ao excesso de energia que acontece na transição do regime elástico para o plástico, sendo que quando o teor de fibras está abaixo do volume crítico existe a tendência a ocorrer este fenômeno, principalmente em prensas com o sistema *open-loop*.

O padrão de fissuração das três vigas no ensaio apresentou um comportamento desejado, com a fissura nucleando-se a partir do entalhe central. Esta característica torna o desenvolvimento do ensaio mais estável, com menores discrepâncias no comportamento do material. A fissura tem uma preferência de caminho (Figura 96).



Figura 96: Fotos das três vigas no teor de 0,35% FF/65.

O último teor analisado foi de 0,60%, que apresentou desvios padrão mais elevados, porém notou-se que a média se encontrava próxima a V2 enquanto que as variações entre a V1 e a V3 em relação a V2 são muito parecidas. Devido a este fator o intervalo de desvio padrão apresentou-se alto e assim não se precisou descartar as amostras de acordo com o critério de Chauvenet. Neste ensaio notou-se que por estar próximo ao teor crítico, a V2 apresentou um comportamento próximo do elasto-plástico ideal, enquanto que a V3 ofereceu um comportamento de *strain-hardening*, porém não se pode considerar que o CRFA tenha este comportamento devido ao alto valor do desvio padrão, visto que a V1 tem um desempenho *strain-softening*, Figura 97.

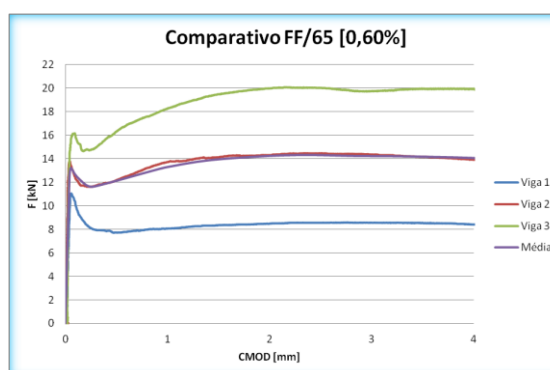


Figura 97: Comparativo de comportamento do teor de 0,60% FF/65, flexão 3 pontos.

Assim como nos outros teores avaliados foi criada a Tabela 39, do Anexo A, para melhor observar e verificar os resultados. Nota-se que a variação amostral foi significativa, sendo que o desvio padrão da carga de pico foi elevado. Durante os valores iniciais de abertura de fissura o desvio foi mais baixo, enquanto que à medida que aumentava a fissura, ocorria um acréscimo na variação amostral. Porém, todos os valores se mostraram dentro dos princípios do critério de Chauvenet.

Na Figura 98, visualizam-se os padrões de fissuração para as três vigas nos ensaios. Pode-se conferir que as fissuras nucleiam-se a partir do entalhe central, nota-se que a V3 teve uma divisão do caminho percorrido pela fratura próxima a região superior, o que pode ter ocorrido devido a uma maior concentração de fibras naquela região.



Figura 98: Fotos das três vigas no teor de 0,60% FF/65.

Após a análise dos resultados de FF/65, serão na sequência apresentados os resultados do FF/80, que foram avaliados conforme os preceitos indicados anteriormente. Primeiramente estão apresentados os resultados do teor 0,25%. Observa-se que em relação ao teor 0,25% do FF/65, os ensaios mostraram-se mais comportados com uma menor discrepância entre as amostras, sendo que a média está bem próxima a V1 e V2. A V3 apresentou um desempenho inferior. Na Figura 99, visualizam-se as curvas das vigas deste teor, com um comportamento esperado para teores abaixo do volume crítico.

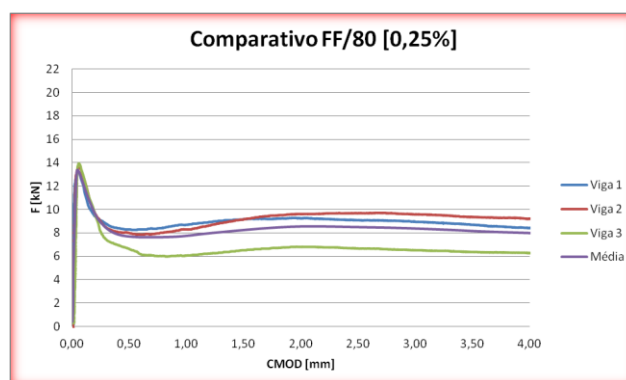


Figura 99: Comparativo de comportamento do teor de 0,25% FF/80, flexão 3 pontos.

Analisando-se estatisticamente os resultados vê-se que a média se concentra próximo à V1 e à V2, assim a V3 apresenta valores mais discrepantes em relação às outras duas. Deste modo,

os desvios mostram-se mais elevados devido aos valores da V3, diferentemente do comportamento do teor de 0,25% do FF/65 onde as variações amostrais entre as vigas eram similares. Contudo, todos os resultados estão dentro do critério Chauvenet. Em relação à carga máxima, os três resultados mostraram-se próximos. Observou-se que os maiores desvios foram registrados para o limite de proporcionalidade (LOP).

O padrão de fissuração é visualizado na Figura 100, e como se observam nas fotos das vigas, as fissuras se originam na fenda central, seguindo um padrão de fissuras conforme era esperado, colaborando para menores variações nos resultados.

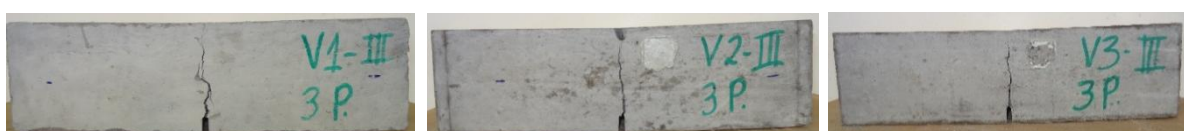


Figura 100: Fotos das três vigas no teor de 0,25% FF/80.

O teor de 0,35% no FF/80 apresentou um melhor comportamento, com variações amostrais menores. Neste teor assim como no teor de 0,25% o comportamento do CRFA pode ser configurado como de *strain-softening*, Figura 101. Observa-se que após a ruptura, no comportamento pós-pico, ocorrem as maiores variações, comportamento esperado devido às instabilidades pós-pico. Com o aumento da abertura da fissura a resistência residual das três vigas não apresentou grandes variações.

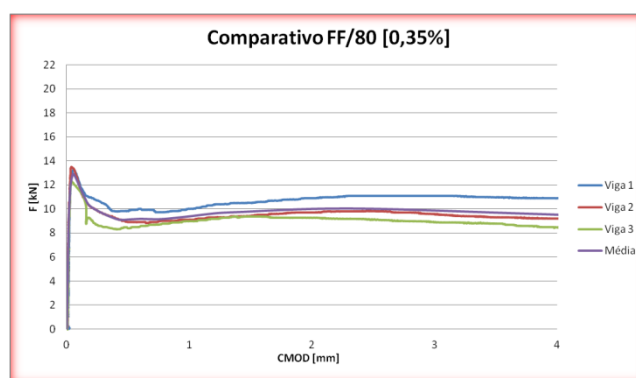


Figura 101: Comparativo de comportamento do teor de 0,35% FF/80, flexão 3 pontos.

Assim como o teor de 0,35% do FF/65, o teor de 0,35% do FF/80 também apresentou uma pequena variação amostral dos resultados. Visualiza-se na Tabela 41, do Anexo A, que os valores de desvios padrão foram baixos, configurando uma dispersão baixa. Observa-se que a resistência residual tendeu a ter um aumento com a abertura de fissura, um indício de *slip-hardening*.

O perfil de nucleação e propagação de fissuras nas vigas ensaiadas foi o esperado para este tipo de ensaio, e é visualizado na Figura 102, seguindo o comportamento dos outros teores.



Figura 102: Fotos das três vigas no teor de 0,35% FF/80.

O último teor analisado foi o de 0,60% de inserção de fibras para o FF/80, Figura 103. Constata-se que o comportamento do CRFA apresenta um comportamento *strain-softening*, diferentemente do mesmo teor no FF/65 o qual teve indícios de apresentar o comportamento elasto-plástico perfeito. A proximidade do volume crítico de fibras causa este comportamento. Neste teor verificou-se que a variabilidade amostral foi pequena conferindo maior acurácia ao ensaio.

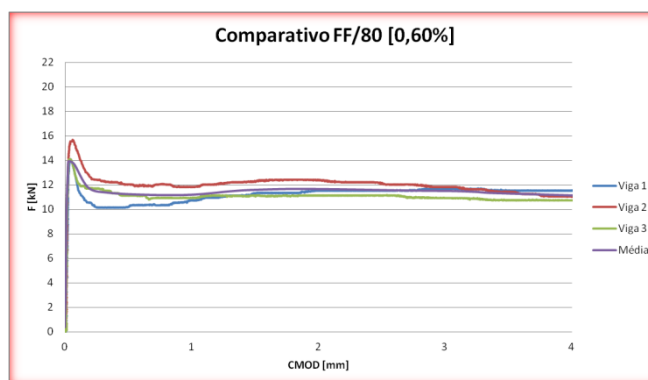


Figura 103: Comparativo de comportamento do teor de 0,60% FF/80, flexão 3 pontos.

Na Tabela 42, do Anexo A, visualiza-se que os resultados deste teor encontram-se muito próximos da média, isto indica pouca dispersão amostral, com desvios padrão com valores baixos. Observou-se que a resistência residual se manteve em torno dos 3,60 MPa, durante todo o ensaio, com o aumento da abertura de fissura, mostrando que mesmo com valores mais elevados de abertura as fibras conseguiram manter a transferência de esforços, e assim não houve perda de resistência residual. Este é um comportamento típico de escorregamento com atrito ideal.

Assim como em todos os outros teores, o padrão de fissuração apresentou-se conforme esperado, com fissuras originando-se a partir do entalhe central, e é visualizado na Figura 104.



Figura 104: Fotos das três vigas no teor de 0,60% FF/80.

Na comparação de comportamentos para o FF/65, verifica-se um resultado já constatado nos ensaios de quatro pontos, que o teor tem grande influência no comportamento do CRFA. O aumento no teor implica em um aumento gradativo da capacidade resistente na abertura de fissura, Figura 105. Os ensaios se mostraram mais estáveis que os ensaios com quatro pontos, conforme comentado anteriormente. O teor de 0,60% teve um comportamento mais próximo ao *strain-hardening*, se comparado com o mesmo teor nos ensaios de quatro pontos.

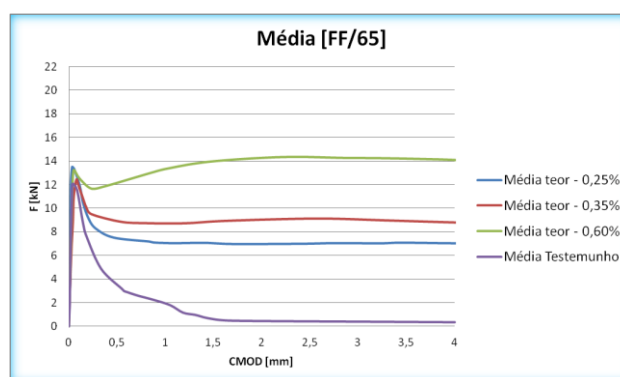


Figura 105: Comparativo das médias das vigas do FF/65, ensaios de três pontos.

Na avaliação do FF/80 notou-se um acréscimo em relação ao aumento do teor, com o comportamento do material permanecendo estável com o aumento da fissura. Os teores mantiveram a diferença de carga entre eles com comportamento bem estável típico do ensaio, Figura 106. Como era esperado, o teor de fibra é um parâmetro que tem grande influência no desempenho final do CRFA.

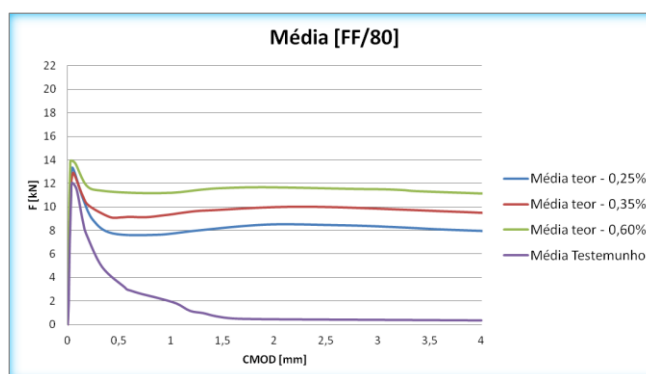


Figura 106: Comparativo das médias das vigas do FF/65, ensaios de três pontos.

Uma comparação entre os comportamentos dos FF colabora para evidenciar as diferenças de capacidades residuais, realizada utilizando a média dos resultados. Conforme o esperado o FF/80 teve uma resposta, em termos de capacidade de carga, mais elevada que o FF/65, nos teores de 0,25% e 0,35%. Quanto maior o FF, maior a quantidade de fibras por seção interceptando as fissuras e agindo como ponte de transferência de tensões. Fato que não foi evidenciado no ensaio de quatro pontos, e pode ser justificado pelo menor variabilidade do ensaio de flexão a três pontos, pois a pré-fissura induz a propagação das fissuras neste ponto, colaborando para menor dispersão de energia em outros pontos do compósito, visualizado na Figura 107 (a) e (b).

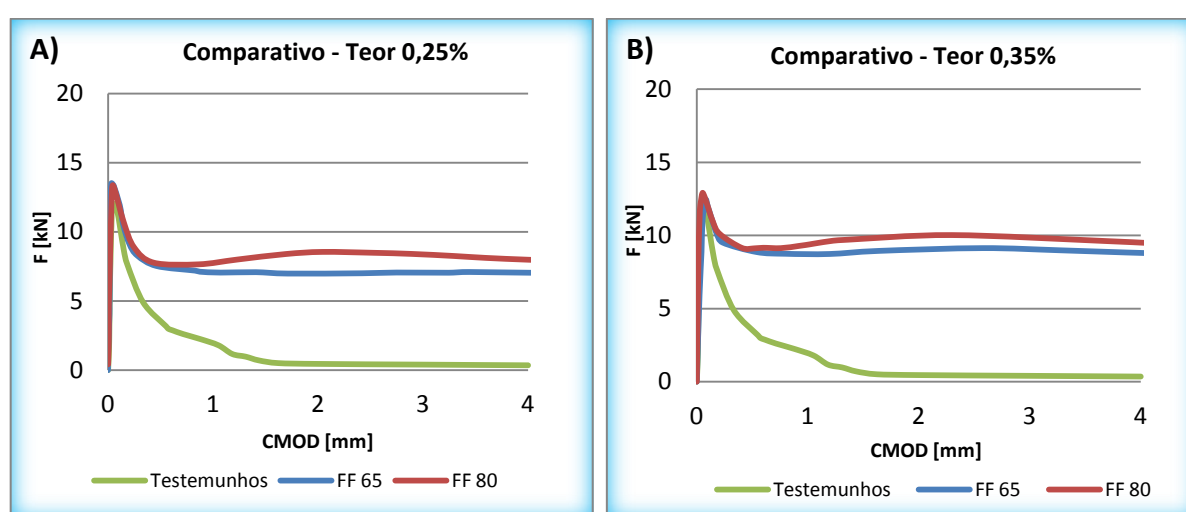


Figura 107: Comparativo entre FF/65 e FF/80, teores de 0,25% (a) e 0,35% (b), ensaios de três pontos.

O comportamento do teor de 0,60% teve uma discrepância em relação ao esperado na comparação dos FF, pois se esperava que o FF/80 obtivesse um melhor desempenho comparado com o FF/65, todavia isso não foi constatado, e assim como no ensaio de flexão a quatro pontos, o FF/65 apresentou melhor desempenho. Em teores mais altos o efeito do FF parece ser menor em relação aos ensaios de abertura de fissura. O FF/65 apresentou um comportamento de *slip-hardening*, enquanto que o FF/80 manteve a carga residual, cumprindo um desempenho de atrito ideal, Figura 108.

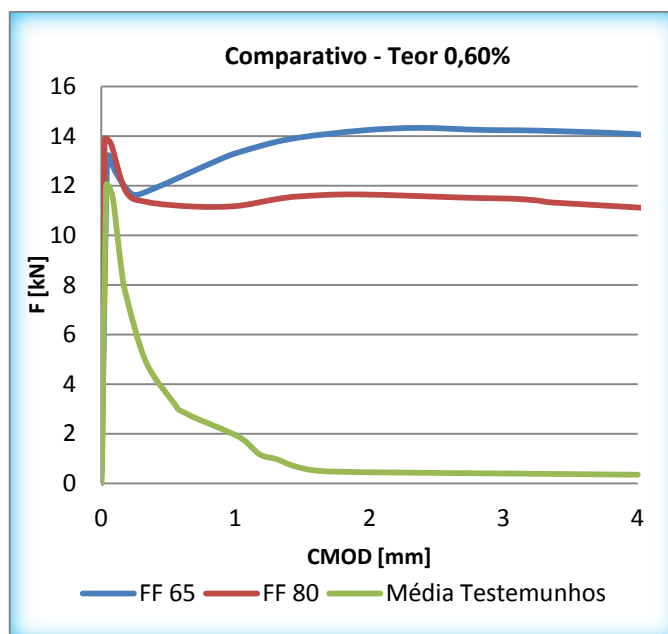


Figura 108: Comparativo entre FF/65 e FF/80, teor de 0,60%, ensaios de flexão 3 pontos.

De acordo com a EN14651 (2005) foram plotados gráficos para comparação das resistências residuais do CRFA e verificação de comportamento da resistência residual. Observa-se que o teor de fibras tem maior impacto nas respostas de capacidade de carga, devido ao fato que nos dois FF o teor de 0,60% se destacou. Em comparativo com resultados fornecidos pela Belgo Bekaert (2013), se observou que os resultados apresentados na pesquisa mostraram-se um pouco inferiores em termos de resistência residual. De acordo com as tabelas fornecidas, em um concreto com 40 MPa de resistência e com uma adição de 30 kg/m³ a resistência residual pós-fissuração se manteve em torno dos 3,5 MPa, enquanto que um teor de 0,35% de adição de fibras, que equivale a 25 kg/m³, com uma resistência média de 39 MPa, mantiveram-se em torno de 3,0 MPa.

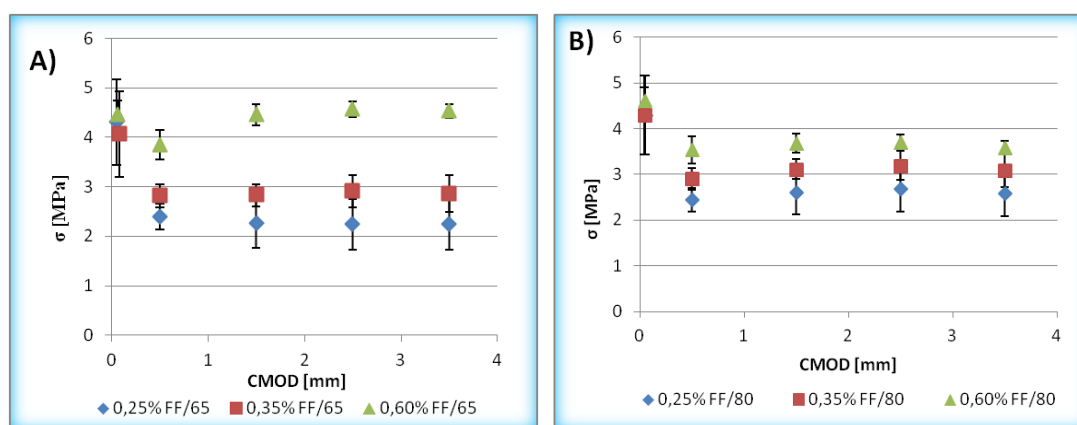


Figura 109: Comparativo da Resistência Residual, Fator de Forma FF/65 (a) e FF/80 (b), flexão 3 pontos.

A norma EN 14651 (2005) explicita a relação entre a abertura e a deflexão longitudinal, explicado no capítulo programa experimental (equação 10) e, desta forma, foram convertidos os valores de abertura de fissura em deslocamento vertical. Conferiu-se que existe uma equivalência entre os valores mensurados pelos LVDTs no deslocamento vertical e o ajuste da equação 10, comprovando que os valores mensurados pelo *clip-gauge* estão coerentes e representam a abertura de fissura.

Na análise comparativa dos teores em cada FF, comprovou-se que o teor é um parâmetro que gera uma grande influência no comportamento do CRFA, em comparação com a mudança no FF, fato que foi constatado tanto nos ensaios de flexão de quatro pontos, quanto nos ensaios de flexão de três pontos.

Para ratificar os resultados foi realizado, como nos outros resultados, uma análise estatística (ANOVA), utilizando um nível de significância de 0,05 e um fator duplo. A análise foi realizada observando a influência do FF e do teor de fibras na carga de pico, os resultados estão apresentados na Tabela 17.

Tabela 17: Análise estatística ANOVA flexão a três pontos.

Fonte da Variação	Fator de Tenacidade	
	F	F crítico
Fator de Forma	0,27	10,13
Teor de Fibras	28,27	9,28

Observa-se que $F > F$ crítico, e devido a isso na análise do impacto do teor de fibras na carga de pico pode-se dizer que esta variável é significativa, ao contrário da variação no FF, que mostra-se pouco significativa em relação à carga de pico, devido ao fato de $F < F$ crítico.

Nos ensaios de flexão a quatro pontos a influência do teor de fibras na carga de pico não foi tão significativa como nos ensaios de três pontos, fato que pode estar relacionado com a sensibilidade do ensaio. Quinino (2015) afirma que ensaios com entalhes de abertura de fissura apresentam menores instabilidades.

As análises verificadas em todos os ensaios mostram que a variável que tem grande influência no comportamento do CRFA é a variação no teor de fibras, principalmente em relação à capacidade resistiva pós fissuração.

7 DETERMINAÇÃO DA ENERGIA DA FRATURA

A nucleação e o crescimento de fissuras em elementos estruturais são processos de suma importância, que influenciam no tempo de vida e desempenho das estruturas. Em cada material a propagação das fissuras ocorre de uma forma diferente, e muitos materiais estão pré-fissurados, antes mesmo da aplicação do carregamento como o caso do concreto.

Os conceitos da mecânica da fratura linear elástica (MFLE), não podem ser utilizados para descrever o comportamento do concreto, pois não discretiza de maneira eficiente a propagação das fissuras com apenas um fator. Para o concreto, um material quase frágil, as melhores soluções estão na mecânica da fratura não linear (MFNL).

Existem diversos modelos que referenciam a propagação das fissuras no concreto, o de Hillerborg, por exemplo, é bastante utilizado para explicar o processo. É chamado de modelo de fissuras fictícias, ou de modelo de zonas coesivas, que idealiza uma zona de processo de fissuração onde ocorre o crescimento das fissuras. Na Figura 110, pode-se observar o mecanismo de crescimento de fissuras no concreto. A formação de pontes ocorre devido a ZT que é a região mais fraca, sendo que E^* é a máxima energia que o concreto consegue absorver, após, extrapolando-se este limite E^* as fissuras se unem e ocorre propagação, exemplificado na Figura 110. Sabe-se que para que ocorra a propagação da fissura, um determinado nível de energia deve ser dissipada, também chamada de G_c ou Energia crítica de fratura.

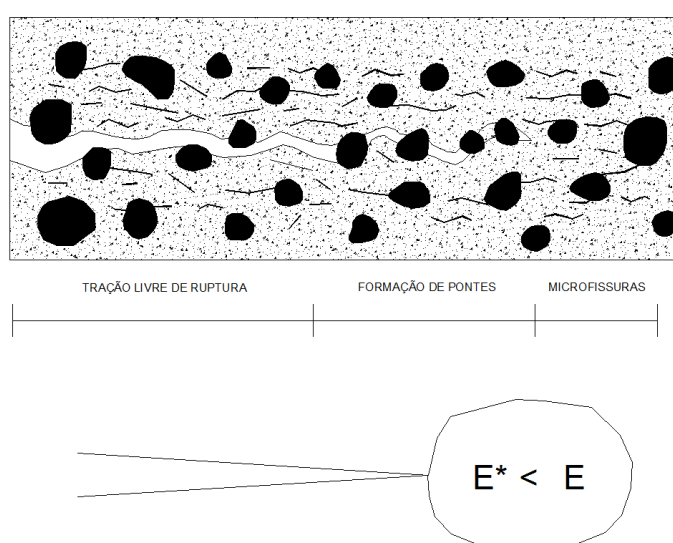


Figura 110: Propagação das fissuras na zona coesiva (adaptado de ANDERSON 2005).

A mecânica da fratura estuda a forma como as fissuras se propagam e meios que ela percorre, e existem diversos modelos que podem ser seguidos. Quando se pensa em termos de energia, a propagação de fissura ocorre quando um sistema libera mais energia do que ele pode absorver.

Quando se insere as fibras o comportamento da zona coesiva se altera. Na Figura 111 observa-se as fibras agindo como ponte de transferências de tensões e fazendo com que se necessite maior quantidade de energia para que ocorra a nucleação e o crescimento da fissura. Assim, as fibras agem como ponte de transferência de tensões minimizando a concentração de tensões existentes. Deve-se considerar a supressão e a estabilização das fissuras pelas fibras e levar-se em conta a relação de descolagem da fibra em relação à matriz e a propagação de fissuras por este meio, pois quando a fissura chega perto da fibra ela vai escolher o caminho mais fácil, que se encontra na interface, ou seja, na zona adjacente ao agregado, (NUNES e AGOPYAN, 1998).

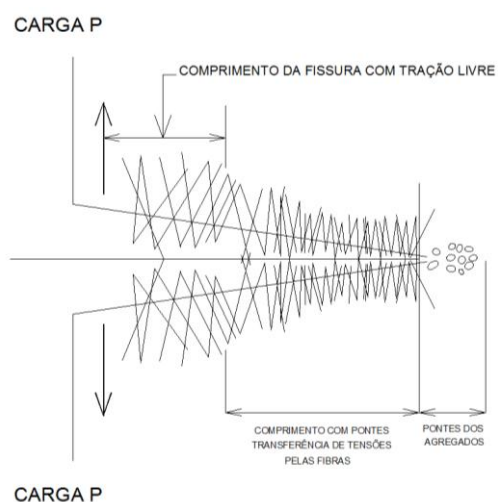


Figura 111: Propagação das fissuras no CRFA (Adaptado de BENTUR E MINDESS 2007).

Em ensaios experimentais é complexo obter a tenacidade de CRFA, pois para se estimar a tração pós-ruptura teria que se realizar ensaios de tração direta, afirma Figueiredo (2000). Balaguru e Shah (1992) sugerem que a tenacidade pode ser caracterizada como o trabalho dissipado no material em um ensaio de flexão (kN.mm) onde se aplica uma carga e tem-se a deflexão até um certo limite pré-estabelecido.

Em um diagrama tensão de tração (f_t) x abertura de fissura (w), a área abaixo da curva pode ser caracterizada como a energia de fratura (G_f), ou energia absorvida por unidade da seção transversal da zona de dano, conforme a Figura 112.

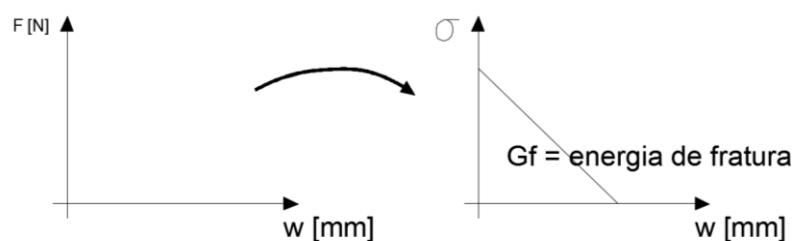


Figura 112: Transformação do diagrama F x CMOD em σ x CMOD.

Foi utilizado o modelo da CEB-FIP (2010), para se estimar a energia de fratura do concreto, a partir dos resultados obtidos nos ensaios à compressão, especificados na equação 18.

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0.18} \quad (\text{equação 18})$$

$$f_{cm} = f_{cj} + 8 \text{MPa} \quad (\text{equação 19})$$

Nas equações 18 e 19 tem-se G_f como energia de fratura (N/mm), e f_{cm} é a resistência média à compressão (MPa), f_{cj} é a resistência à compressão aos j dias (MPa).

A partir desta equação 18 pode-se estimar a energia da fratura para o concreto sem fibras. O resultado foi utilizado para a verificação e comparação com os resultados obtidos experimentalmente. A energia de fratura mensurada tinha o valor de 0,1469 N/mm, para um concreto com $f_{ck} = 40,67$ MPa dos CPs convencionais e $f_{cm} = 48,67$ MPa, enquanto que os CPs extraídos apresentaram um valor de 0,1418 N/mm com $f_{ck} = 32,06$ MPa dos CPs convencionais e $f_{cm} = 40,06$ MPa.

Inicialmente a alternativa proposta nesta pesquisa para estimar a energia de fratura para a viga testemunho foi utilizar as propriedades geométricas da seção sem fissuração, mesmo no comportamento pós-fissuração. Assim, a partir dos dados de carga obteve-se a tensão equivalente, e a energia de fratura foi determinada como a área sob a curva tensão x abertura de fissura. Os resultados comparativos entre o CEB-FIP (2010) e os dados experimentais estão apresentados na Tabela 18.

Tabela 18: Energia da fratura, resultados experimentais e CEB-FIP (2010).

CPs	Testemunho (N/mm)	CEB-FIP (2010) (N/mm)
V1	0,579	
V2	1,935	
V3	1,996	
Média (N/mm)	1,503	0,146
Desvio (N/mm)	0,801	

Com base nesta estimativa de energia da fratura, obteve-se valores que estão discrepantes em relação ao proposto pelo CEB-FIP (2010). Os valores determinados através dos dados experimentais estão na ordem de 10 vezes maiores. Portanto, utilizar as características geométricas da seção cheia pode induzir a resultados com valores elevados.

Como a energia de fratura G_f é um parâmetro muito utilizado em modelos constitutivos para a caracterização do comportamento à tração na pós-fissuração, optou-se por utilizar a metodologia de Barros e Cruz (2001), que considera a seção fissurada. Assim, com os resultados dos ensaios de tração à flexão a 3 pontos, pode-se estimar a energia de fratura por unidade de superfície, que consiste em mensurar a abertura das fissuras nas vigas (CMOD *crack mouth opening displacement*), e a partir destes dados estimar a energia de fratura.

Em um diagrama tensão de tração (σ_t) x abertura de fissura (w), a área caracterizada abaixo da reta pode ser caracterizada como a energia de fratura, ou energia absorvida por unidade da seção transversal da zona de dano (SHAH e SKARENDAHL, 1985). A distribuição de tensões na seção fraturada pode ser observada na Figura 113.

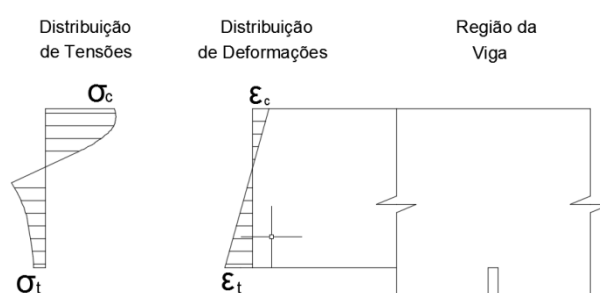


Figura 113: Distribuição de tensões na seção sobre o entalhe.

Barros e Cruz (2001) propõem um modelo por camadas na seção transversal, onde se considera uma zona de danos, a qual ocorre a fratura e a energia é dissipada. Neste modelo verifica-se que a energia dissipada pelo concreto no comportamento não linear da região

comprimida é menor que 1% da energia total. Assim, decidiu-se desconsiderar a energia dissipada na região comprimida não linear U_c . Para o cálculo da energia de fratura, estabeleceu-se a relação entre abertura de fissura (CMOD) e deflexão vertical (δ), através da equação 11, especificada na norma EN 14651 (2005). Com os resultados dos ensaios de flexão a três pontos têm-se a energia total no sistema U_c (área abaixo da curva) em N.mm. Como foi desconsiderada a U_c , obteve-se a energia total no sistema U_{cr} , em N.mm, e utilizando a equação 20, pode-se estimar a energia de fratura.

$$Gf = \frac{U_r - U_c}{L_{FS}} = \frac{U_{cr}}{L_{FS}} \quad (\text{equação 20})$$

Onde U_r é a energia total dissipada no sistema (N.mm), U_c é a energia dissipada na compressão não linear (N.mm), U_{cr} é a energia dissipada na fratura do concreto (N.mm), L_{FS} = área transversal da seção acima do entalhe em mm².

Para efeito de comparação de resultados com a pesquisa de Barros e Cruz (2001) foi realizado o cálculo da energia da fratura até a abertura de fissura (CMOD) equivalente de 2,3 mm, obtido pela equação 11, especificada na norma EN 14651 (2005). Na Tabela 19, estão apresentados os resultados de cálculo da energia da fratura com o deslocamento equivalente a 2,3 mm.

Tabela 19: Energia da fratura para um CMOD equivalente de 2,3 mm para FF/65 e FF/80.

CPs	FF/65			FF/80			Testemunho
	0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%	
V1	0,654	1,121	0,996	1,087	1,258	1,289	0,1472
V2	0,883	1,012	1,626	1,09	1,151	1,431	0,2922
V3	1,134	1,106	2,166	0,827	1,094	1,331	0,3035
Média (N/mm)	0,890	1,080	1,596	1,001	1,168	1,350	0,248
Desvio (N/mm)	0,240	0,0591	0,586	0,151	0,083	0,073	0,087

Na Figura 114, pode-se visualizar os resultados de energia da fratura Gf para o deslocamento equivalente de abertura de fissuras de 2,3 mm, e percebe-se que com o aumento do teor de fibras, conforme constatado anteriormente, Gf aumenta. Cabe salientar que o FF/80 apresenta uma variação bem menor que o FF/65, principalmente quando se avalia o teor de 0,60% de inserção de fibras. A dispersão de resultados pode ser devido ao sistema de controle da prensa *open-loop*, que pode gerar incertezas, porém o FF/65 apresentou três comportamentos bem distintos nas três vigas, que geraram o aumento do desvio padrão. Em relação à pesquisa de

Barros e Cruz (2001), para um teor próximo de 30 kg/m³, em torno de 0,40% de adição de fibras em volume, os resultados foram próximos do dobro registrado nesta pesquisa, sendo que as dimensões das vigas e características reológicas do concreto eram diferentes.

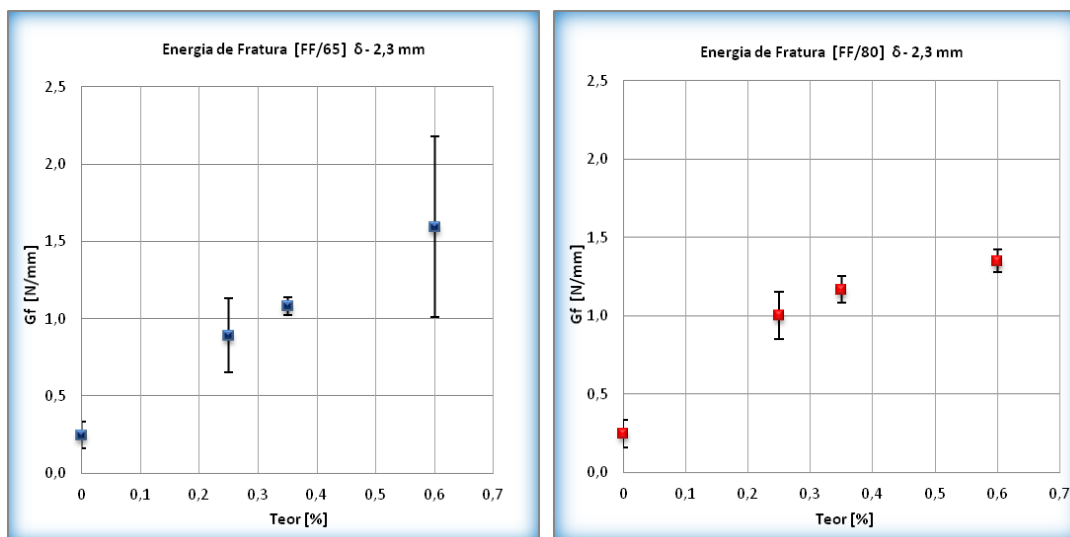


Figura 114: Resultados energia de fratura - deslocamento equivalente, $\delta = 2,3$ mm.

Na Tabela 20 estão apresentados os resultados de energia de fratura por unidade de superfície para o deslocamento equivalente de 3,5 mm de abertura de fissura, que é o deslocamento utilizado pela norma EN 14651 (2005). Nesta tabela estão apresentadas as médias e os desvios-padrão.

Tabela 20: Energia da fratura CMOD equivalente de 3,5 mm para FF/65 e FF/80.

CPs	FF/65			FF/80			Testemunho
	0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%	
V1	0,979	1,687	1,538	1,643	1,952	2,007	0,1472
V2	1,304	1,582	2,53	1,688	1,748	2,151	0,2922
V3	1,729	1,67	3,418	1,234	1,651	2,018	0,3035
Média (N/mm)	1,337	1,646	2,495	1,522	1,784	2,059	0,248
Desvio (N/mm)	0,376	0,0564	0,940	0,250	0,154	0,0802	0,087

Os resultados para o deslocamento equivalente de 3,5 mm estão apresentados na Figura 115, e observa-se que o ganho de energia foi maior em relação ao deslocamento de 2,3 mm. Os resultados de energia da fratura aumentam com o teor, e novamente a variabilidade do FF/65 se apresentou maior.

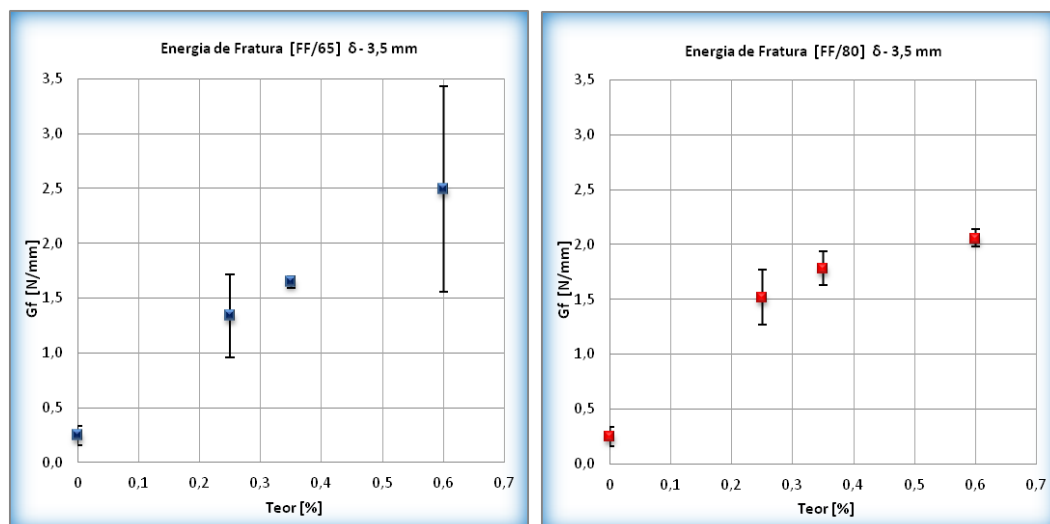


Figura 115: Resultados energia de fratura - deslocamento equivalente, $\delta = 3,5$ mm.

Se comparada com os resultados obtidos experimentalmente pelo modelo de Barros e Cruz (2001), a energia da fratura do concreto sem fibras apresentou valores muito próximos, sendo que a V1 tem um valor de 0,1472 N/mm, um valor igual em duas casas decimais ao do modelo CEB-FIP (2010) 0,146 N/mm. Na Figura 116, estão apresentadas as comparações entre os teores.

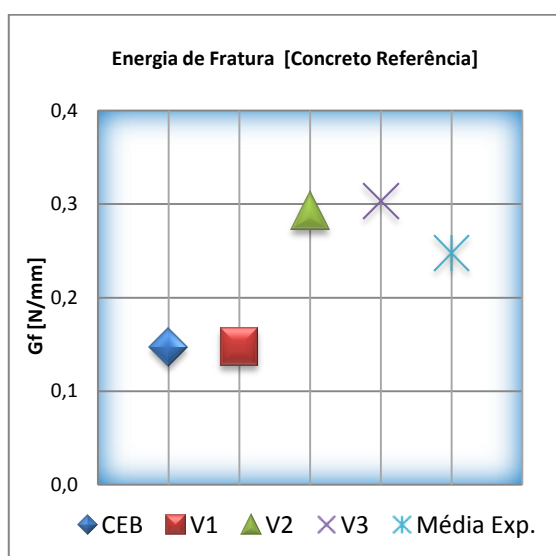


Figura 116: Resultados energia de fratura para concreto de referência.

Assim, seguindo-se a metodologia de Barros e Cruz (2001), conseguiu-se aproximar de forma satisfatória os resultados experimentais com o modelo proposto pelo CEB FIP (2010).

8 DIMENSIONAMENTO DE UM PISO

O dimensionamento de um piso industrial foi embasado nos preceitos descritos no capítulo 4. Foram escolhidos alguns valores de carga de acordo com o trabalho de Bonassa (2010), para efetiva comparação de resultados. Os valores adotados para o dimensionamento estão apresentados na Tabela 21.

Tabela 21: Valores utilizados para cálculo do piso industrial.

Carga Uniforme distribuída (q)	0,060 N/mm ²
Carga da empilhadeira de rodagem simples no eixo mais carregado	100 kN
Carga na roda (Pr)	50 kN
Distância entre os eixos (s)	1 m
Solo CBR	10%
Sub base brita graduada	0,20 m
Coefficiente de recalque do solo (k)	0,060 N/mm ² /mm;
Pressão de enchimento dos pneus (p)	1,75 MPa
Tamanho das placas	6,00 m x 5,00 m
Coefficiente de Impacto (ϕ)	1,4
Coefficiente de Ponderação das cargas (γ_q)	1,2
Coefficiente de Poisson do concreto com fibras (ν)	0,20
Resistência à compressão CP's convencionais (f_{ck})	40,67 MPa
Resistência à compressão CP's extraídos (f_{ck})	32,60 MPa
Módulo de Elasticidade Longitudinal CP's convencionais (E)	37849 MPa
Módulo de Elasticidade CP's extraídos (E)	38028 MPa
Espessura do piso (h)	20 cm
Fator de Restrição (ψ)	1
Coefficiente de Atrito entre a placa e a sub-base	0,7
Fator de Relaxação Concreto Primeiras Idades (ϕ_n)	5
Deformação de Retração do Concreto (ϵ_r)	0,4‰
Varição de temperatura (Δ)	5°
Coefficiente de variação térmica (α)	10 ⁻⁵
Fator de Relaxação do Concreto Velho (ϕ_v)	2
Resistência à tração na flexão do concreto simples ($f_{ctm,k}$)	3,96 MPa

Embasado no *Concrete Industrial Floors* (2003), calcula-se o momento fletor máximo negativo localizado na face superior da placa de concreto, ocasionado pela carga uniformemente distribuída $q = 60$ (kN/m²). Este momento, localizado geralmente no corredor de um pavilhão, é o resultado de duas cargas distribuídas, de acordo com a Figura 117.

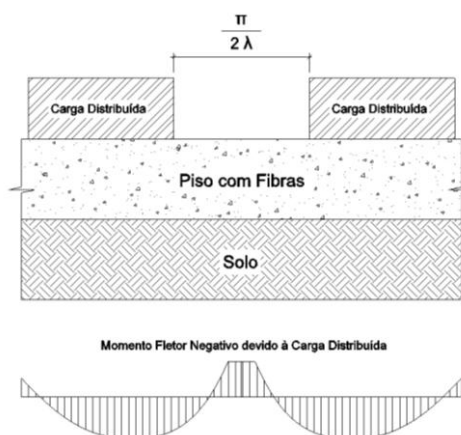


Figura 117: Distribuição de Momentos de acordo com as cargas distribuídas.

O momento negativo foi calculado de acordo as equações 21 e 22, Concrete Industrial Floors (2002), que foi baseado no trabalho de Hentenyi, *Beams on elastic foundations* (1979). O λ é um fator característico do sistema e suas dimensões, as unidades $k = 0,06 \text{ N/mm}^2/\text{mm}$, $E = 37849 \text{ N/mm}^2$ e $h = 200 \text{ mm}$, chega-se a um valor de $\lambda = 0,0008781 \text{ mm}^{-1}$.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3k}{Eh^3}} \quad (\text{equação 21})$$

Para o cálculo do momento, equação 22, a carga distribuída (q) tem o valor de $0,06 \text{ N/mm}^2$, e $\lambda = 0,0008781 \text{ mm}^{-1}$, resultando em $M = 13073,64 \text{ N.mm/mm}$.

$$M = \frac{0,168q}{\lambda^2} \quad (\text{equação 22})$$

Foi verificada também a máxima tensão admissível para cargas uniformemente distribuídas de acordo com a equação 23, de Ringo e Anderson (1996). Empregando-se $q = 60 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_{adm} = f_{ctm}/2 = 1,98 \text{ MPa}$ e $k = 60 \text{ MPa/m}$. Chega-se a espessura mínima de $14,42 \text{ cm}$. Desta forma, a espessura de $0,20 \text{ m}$, que atende ao carregamento estipulado.

$$q = 1,03\sigma_{adm}\sqrt{hk} \quad (\text{equação 23})$$

A próxima situação de cálculo estudada foi em relação ao momento fletor causado pela carga de uma empilhadeira com a roda no centro da placa, Figura 118, um tipo de carga que gera momentos positivos, sendo que deve ser considerada a pior situação de carregamento que é a carga no eixo dianteiro, utilizando-se assim $Pr = 50000 \text{ N}$, que é carga no eixo dividida em duas rodas. Este tipo de carregamento depende da pressão de enchimento dos pneus $p = 1,75$

MPa, da área de contato (a) e do coeficiente de recalque da fundação (k) e do coeficiente de impacto (ϕ). Através da equação 24 obtém-se o raio da área de contato com o valor de $a = 112,84$ mm.

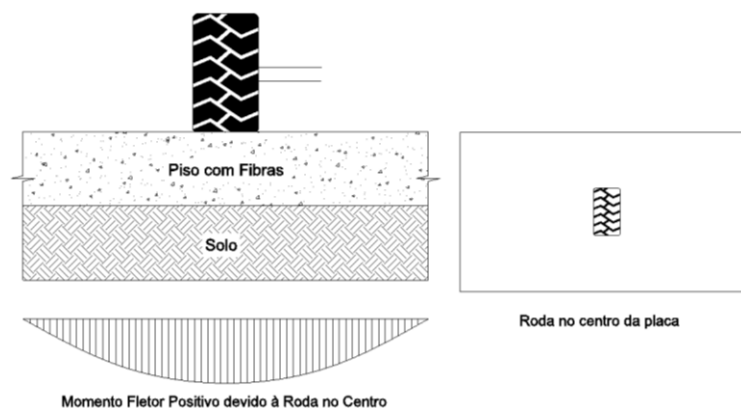


Figura 118: Carregamento da roda da empilhadeira no centro da placa.

$$a = \sqrt{\frac{\phi Pr}{\pi p}} \quad (\text{equação 24})$$

Através da equação 01, obtida através dos preceitos de Concrete Industrial Floors (2003), obtém-se o raio de rigidez $l = 813,55$ mm.

Assim o momento foi calculado de acordo com a equação 25, de Meyerhof (1962) apud Rodrigues et al. (2006). Esta metodologia leva em consideração o comportamento plástico dos materiais, onde $Pr = 50000$ N, $a = 112,84$ mm e $l = 813,55$ mm, chegando-se ao valor de $M_{0,1} = 6523,69$ (Nmm/mm).

$$M_{0,1} = \frac{Pr}{6 \left(1 + \frac{2a}{l}\right)} \quad (\text{equação 25})$$

Após o cálculo do momento causado pela roda 1 deve-se levar em consideração o efeito da roda 2 no resultado final, devido ao fato que o raio de influência acaba por abranger a roda 2. Com a distância entre eixos $s = 1000$ mm e $l = 813,55$ mm tem-se $s/l = 1,61$. Como $M_{0,1} = 6523,69$ (Nmm/mm) e $Pr = 50000$ N, logo $M/P = 0,13$. Portanto o momento de influência da roda 2 é calculado como $M_{0,2} = M_{0,1} \times M/P$. Obtendo-se assim $M_{0,2} = 851,17$ Nmm/mm. Para o cálculo final deve somar contribuição dos dois momentos $M_0 = M_{0,1} + M_{0,2}$. Obtendo-se assim um resultado de $M_0 = 7374,86$ (Nmm/mm).

O cálculo foi realizado também para o momento fletor causado pela carga de uma empilhadeira com a roda na borda da placa, o processo é muito semelhante ao desenvolvido anteriormente, a qual também foi utilizada a equação 26, de Meyerhof. Para efeito de comparação com Bonassa (2010) foi considerada 60% da carga $Pr = 50000$ N, $a = 112,84$ mm e $l = 813,55$ mm obtendo-se assim o valor de $M_{0,1} = 6052,87$ Nmm/mm. Considerando $s/l = 1,61$ e $M/P = 0,12$, obteve-se um $M_{0,2} = 732,74$ Nmm/mm, obtendo-se na soma dos momentos um valor de $M_0 = M_{0,1} + M_{0,2} = 6785,61$ (Nmm/mm).

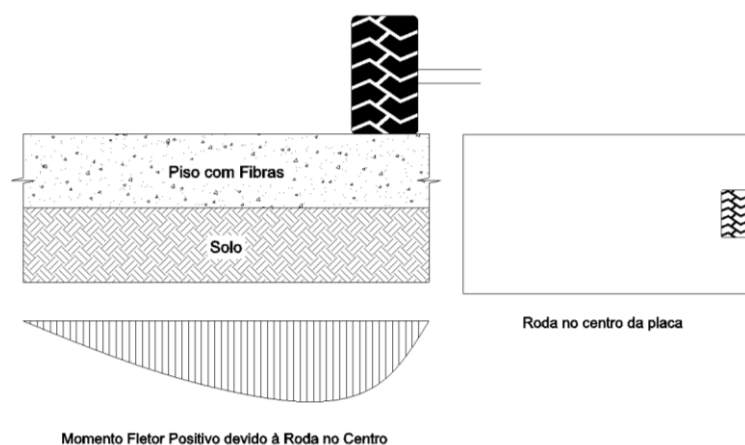


Figura 119: Carregamento da roda da empilhadeira na borda da placa.

$$M_{0,1} = \frac{Pr}{3.5 \left(1 + \frac{3a}{l} \right)} \quad (\text{equação 26})$$

Na verificação do momento causado pelas cargas montantes, também utilizou-se as equações de Meyerhof. Primeiramente deve-se avaliar a capacidade resistente do concreto e as tensões impostas à placa. Assim tem-se a base do apoio 15 cm x 15 cm com uma área $A_p = 0,0225$ m². A carga nos apoios é $Pe = 0,04$ MN. De acordo com a equação 27, foi encontrado uma tensão na placa 1,78 MPa, enquanto que a resistência da placa é: 4,2 x 3,96 MPa, gerando um valor em torno de 16,63 MPa, resistindo, desta forma, aos esforços empregados, observado na equação 29.

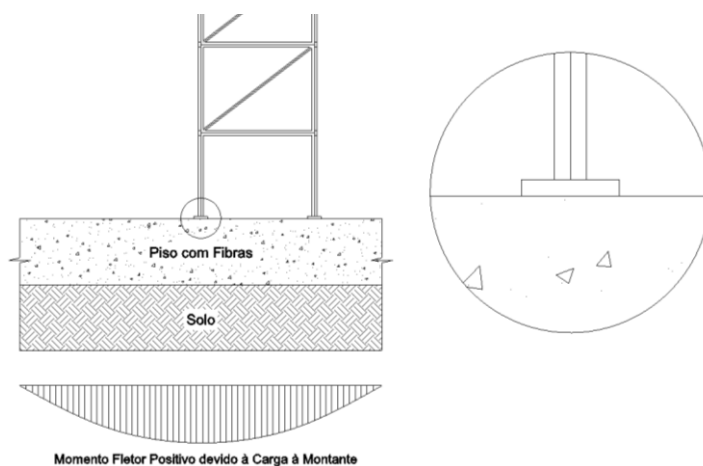


Figura 120: Carregamento devido às cargas de montante.

$$\sigma_{placa} = \frac{Pe}{Ap} < 4,2 f_{ctm}, k \quad (\text{equação 27})$$

Foi utilizada a equação 28 para encontrar o raio da área de contato, com $Ap = 0,0225 \text{ m}^2$, obtendo-se um valor de $a_m = 85 \text{ mm}$.

$$a_m = \sqrt{\frac{Ap}{\pi}} \quad (\text{equação 28})$$

Com o raio da área de contato $a_m = 85 \text{ mm}$, raio de rigidez $l = 813,55 \text{ mm}$ e a carga nos apoios $Pe = 40000 \text{ N}$, pode-se calcular o momento fletor causado pelos montantes com a equação 29, obtendo-se um valor $M_m = 5518,55 \text{ Nmm/mm}$.

$$M_m = \frac{Pe}{6 \left(1 + \frac{2a}{l} \right)} \quad (\text{equação 29})$$

Deve-se verificar a capacidade resistente do concreto para este momento encontrando de $M_m = 5518,55 \text{ Nmm/mm}$, e assim com $f_{ctm} = 3,96 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$, e um fator de segurança $FS = 2$, a espessura exigida deve ter no mínimo 13 cm , de acordo com a equação 30.

$$h = \sqrt{\frac{6 * M}{f_{ctm} * FS}} \quad (\text{equação 30})$$

O próximo efeito que foi considerado foi à retração na placa, calculada de acordo com Bonassa (2010), onde se considerou: fator de restrição $\psi = 1$, $E = 37849 \text{ MPa}$, deformação de retração do concreto $\epsilon_r = 0,4 \text{ ‰}$ e fator de relaxação concreto primeiras idades $(\phi_n) = 5$.

Assim, foi utilizada a equação 31, e obtido um valor de tensão no centro da placa de $\sigma_{r,centro} = 2,52$ MPa.

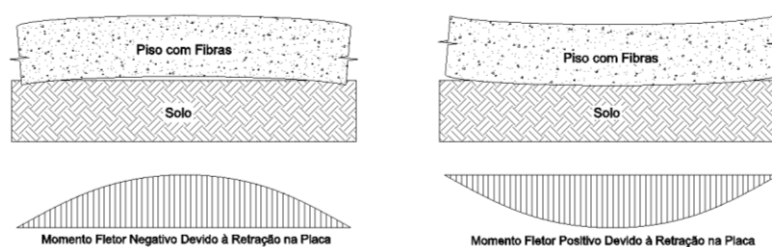


Figura 121: Momento Fletor devido a Retração da Placa.

$$\sigma_{r,centro} = \frac{\psi E \varepsilon_r}{(1 + \phi_n)} \quad (\text{equação 31})$$

O momento causado devido à retração no centro da placa pode ser calculado de acordo com a equação 32, onde: $\sigma_{r,centro} = 2,52$ MPa, $h = 200$ mm, $\psi = 1$, e foi obtido um valor de $Mr = 16821,78$ Nmm/mm.

$$Mr = \frac{\sigma_{r,centro} \psi h^2}{6} \quad (\text{equação 32})$$

A tensão e o momento na borda da placa são iguais às tensões e momentos calculados no centro da placa, porém divididos por 2. Logo $\sigma_{R,borda} = 1,26$ MPa e $Mr = 8410,89$ Nmm/mm.

O último momento calculado foi em relação à variação da temperatura, também que segue os preceitos de Bonassa (2010). De acordo com a equação 33, na qual $E = 37849$ MPa, $\Delta = 5^\circ$, $\alpha = 1 \times 10^{-5}$, fator de relaxação concreto velho $\phi_v = 2$, tem-se a tensão no centro da placa, com um valor de $\sigma_{t,centro} = 0,63$ MPa.

$$\sigma_{t,centro} = \frac{E \Delta \alpha}{(1 + \phi_v)} \quad (\text{equação 33})$$

Enquanto que o momento no centro da placa é calculado de acordo a equação 34, de $Mt = 4205,44$ Nmm/mm O cálculo da tensão na borda da placa é igual a $\sigma_{t,centro}$, logo $\sigma_{t,borda} = 0,63$ MPa, enquanto que o momento na borda da placa é de $Mt = 4205,44$ Nmm/mm, de acordo com a equação 36.

$$M_t = \frac{\sigma_{t,centro} \psi h^2}{6} \quad (\text{equação 34})$$

Assim, após do cálculo de todos momentos, foi realizado o dimensionamento de acordo com a equação 35, com as piores situações de cálculo. Neste caso, foram utilizados os momentos fletores oriundos da roda da empilhadeira no centro da placa $M_0 = 7374,86$ (Nmm/mm) e da carga de montante no centro da placa $M_m = 5518,55$ Nmm/mm, enquanto que M_r é o momento oriundo dos esforços de retração do concreto $M_r = 16821,78$ Nmm/mm e M_t é o momento oriundo da variação de temperatura $M_t = 4205,44$ Nmm/mm. Os coeficientes de ponderação utilizados são: Coeficiente dinâmico $\phi = 1,4$ e coeficiente de ponderação das cargas $\gamma = 1,2$.

$$M_d = \phi \gamma_q (M_0 + M_m) + M_r + M_t \quad (\text{equação 35})$$

Obteve-se assim um momento total de $M_d = 42688,15$ N.mm/mm. A partir deste momento calculado, pode-se utilizar a equação 02, (pag. 41), para se obter o índice R_{e3} . Esta equação utiliza o conceito de tenacidade para o dimensionamento. Sabendo-se que materiais frágeis apresentam dificuldades para a dissipação de energia, materiais dúcteis em contrapartida conseguem dissipar parte da energia acumulada, embasada nos conceitos de Anders Losberg (1961) (RODRIGUES, FARIAS, SILVA, 2015). Exigindo-se assim, um valor de coeficiente de ductilidade de R_{e3} de 61,69%.

Na Tabela 22 estão apresentados os resultados para os dois CPs estudados, convencionais e extraídos. Observa-se primeiramente que o índice R_{e3} exigido para os CPs extraídos foi maior devido ao fato do módulo de elasticidade ser maior. O maior módulo ocasiona tensões maiores, e assim consequentemente momentos fletores maiores. Outro fator que influenciou o aumento dos momentos foi a resistência à tração na flexão do concreto obtida experimentalmente, pois os valores utilizados na pesquisa de Bonassa (2010) são maiores.

Tabela 22: Dimensionamento do piso de concreto com fibras.

Esforços	CPs convencionais	CPs extraídos
	M (Nmm/mm)	M (Nmm/mm)
Momento fletor negativo devido à carga uniformemente distribuída	13073,68	13104,52
Momento fletor devido à carga da empilhadeira roda 1 no interior da placa	7374,86	7376,97
Momento fletor devido à carga da empilhadeira roda 1 na borda da placa	6785,62	6788,22
Momento fletor devido à carga a montante	5518,55	5519,67
Efeito da Retração		
• Momento Equivalente no centro da placa	16821,76	16821,77
• Momento Equivalente na borda da placa	8410,89	8410,89
Efeito da Temperatura	4205,44	4205,44
Momento fletor total para dimensionamento	42688,15	42693,57
Coefficiente R_{e3} exigido	61,70%	61,72%

Foi calculado o índice R_{e3} dos teores utilizados nesta pesquisa, de acordo com a equação 36 de Carnio (1998), onde FT é o fator de tenacidade e f_{ctm} = resistência do concreto à tração na flexão, do concreto simples. Os resultados estão apresentados na Tabela 23.

$$R_{e3} = 100 \frac{FT}{f_{ctm}} \quad (\text{equação 36})$$

$$k_6 = \frac{b \cdot d^2}{M_k}$$

$$A_s = \frac{k_3 M_k}{d}$$

Pode-se visualizar que de acordo com os índices obtidos na Tabela 23 com os resultados experimentais, o teor de 0,25% de fibras não atenderia as requisições mínimas para o dimensionamento com as cargas estipuladas, com a espessura de 20 cm estimada para a placa de CRFA. O teor de 0,35%, tanto para o FF/65 quanto para o FF/80 atenderia as exigências para o dimensionamento do piso utilizando os conceitos da tenacidade.

Tabela 23: Índices R_{e3} para os diferentes teores.

Teor	FF/ 65			FF/ 80		
	0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%
R_{e3}	52,78	62,88	91,16	50	72,47	88,36

Portando, com os resultados obtidos experimentalmente, pode-se dimensionar um piso industrial em CRFA, cabendo observar que o teor de 0,25% não atendeu as especificações mínimas de exigência, enquanto que o teor de 0,60% apresentou índices R_{e3} de 91% e 88%, que são altos e desta forma sua utilização ocasionaria em um custo desnecessário de fibras. Para esta pesquisa o teor de 0,35% apresentou resultados que se mostram adequados para a execução deste piso, sugerido no trabalho de Bonassa (2012).

Foi dimensionado, para efeito de comparação, um piso industrial em concreto armado com telas soldadas, utilizando a equação 37. Nesta equação utilizou-se $b = 100$ cm comprimento unitário, com um cobrimento de 3 cm, $d = 20 - 3 = 17$ cm e o momento com valor de $M_k = 258,71$ tf cm/m, onde não foi considerado o efeito de retração.

$$k_6 = \frac{b \cdot d^2}{M_k} \quad (\text{equação 37})$$

Obtendo-se o resultado de $k_6 = 111,70$ e assim um $k_3 = 0,279$.

A partir do valor de k_3 pode-se obter a armadura necessária para o somatório dos momentos de acordo com a equação 38.

$$A_s = \frac{k_3 M_k}{d} \quad (\text{equação 38})$$

Assim chegou-se a valor mínimo de aço de $1,83$ cm²/m. Consultando-se tabelas da Belgo, chega-se a conclusão que a melhor tela soldada a ser colocada é a Q 196 para armadura positiva (BELGO. BEKAERT ARAMES, 2016).

Para o efeito de retração foi utilizada a *Drag Equation*, equação 39, onde f é o coeficiente de atrito = 2, L é o comprimento da placa = 2 m e h é a espessura da placa = 20 cm.

$$A_s = \frac{f \cdot L \cdot h}{333} \quad (\text{equação 39})$$

Assim aplicando-se a equação obtém-se um valor mínimo de $0,72$ cm²/m, podendo-se utilizar a de acordo com as tabelas da Belgo um tela soldada Q 92, (BELGO. BEKAERT ARAMES, 2016).

Na Figura 122 observa-se a armadura necessária para absorver os esforços propostos para este piso industrial, cabe salientar-se que não foram desenhadas as barras de transferência entre cada uma das placas.

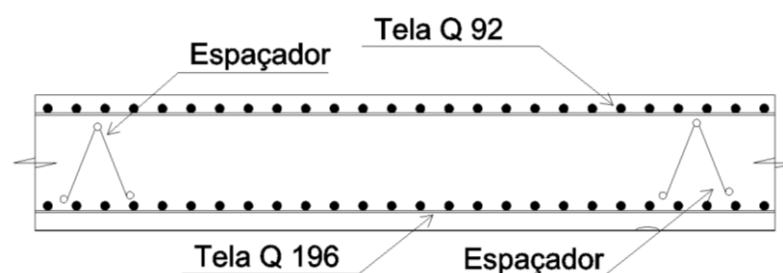


Figura 122: piso dimensionado com armaduras de telas soldadas.

Na comparação entre os dois dimensionamentos observa-se alguns detalhes importantes na questão de execução e logística, pois o dimensionamento de um piso com fibras elimina o processo de colocação e montagem das telas no local, além de que a concretagem torna-se mais rápida e com menos problemas, como o desalinhamento de armaduras.

Os resultados mostraram-se interessantes, devido ao fato que o teor de 0,25% foi ineficiente para absorver os esforços necessários para um piso com este tipo de exigências em termos de carregamento, um fator que já era esperado de acordo com a revisão bibliográfica, pois Chodounsky e Viecili (2007), argumentam que é recomendado um teor mínimo de 0,25% de inserção de fibras e o tipo de carregamento sugerido era para cargas bem robustas.

O teor de 0,60% mostrou-se ter a capacidade de absorver uma capacidade alta de carga além do exigido neste estudo, e sua utilização causaria desperdícios de material. O teor mais adequado para este estudo é o teor de 0,35% que cumpri as exigências mínimas.

9 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS PARA TRABALHOS FUTUROS

9.1 CONCLUSÕES

Este capítulo está destinado às considerações finais sobre o trabalho elaborado, observando-se os resultados experimentais, a avaliação da energia da fratura e o dimensionamento dos pisos.

Quando foram analisados os resultados experimentais em relação à compressão axial pode-se considerar que a inserção de fibras quase não afetou a resistência final do CRFA, tanto nos CPs cilíndricos convencionais, quanto nos CPs extraídos. Observou-se que no teor 0,60% dos CPs extraídos existia uma tendência a acréscimo de resistência, porém devido aos altos valores do desvio padrão não pode-se afirmar este comportamento.

Na análise por regressão, os resultados seguiram a Lei de Abrams, configurando desta forma valores próximos aos resultados experimentais, sendo apresentado um erro de 4,09%.

Na comparação dos resultados de resistência à compressão, os CPs convencionais apresentaram valores mais elevados que os dos CPs extraídos, evento que era esperado devido à orientação das fibras nos CPs cilíndricos convencionais, sendo que este fato também pode ser justificado por possíveis problemas com a extração que pode ter colaborado para redução da resistência, propiciando também os maiores desvios padrões dos CPs extraídos.

Nos resultados de módulo de elasticidade longitudinal experimentais verificou-se que a inserção de fibras não causa variações no desempenho final. Na comparação com o módulo de elasticidade do concreto sem fibras, os resultados dos CPs convencionais mostraram-se menores que os resultados dos CPs extraídos. Em comparação com as prescrições da NBR 6118, os resultados dos CPs convencionais apresentaram valores inferiores fato que pode ser justificado pela variação amostral. Em relação aos teores de fibras adicionados, os CPs convencionais apresentaram valores superiores em relação aos extraídos, como era esperado.

Em relação aos resultados de módulo de elasticidade, na comparação dos resultados experimentais com o modelo baseado na teoria da homogenização para CRFA, obteve-se resultados coerentes, sendo que os resultados dos módulos dos CPs convencionais apresentaram-se acima dos resultados da homogenização enquanto dos CPs extraídos estavam

abaixo. Assim observa-se que os dois métodos são eficazes para estimar o módulo de elasticidade do CRFA.

Em relação aos ensaios de flexão em quatro pontos, observou-se que a média dos resultados da resistência à tração na flexão do testemunho estão cerca de 15% abaixo do esperado, quando comparado com o modelo utilizado pelos preceitos de Price apud Mehta e Monteiro (2014).

Em relação à adição de teores observou-se que existe uma tendência do aumento no módulo de ruptura tanto nos FF/65 quanto no FF/80. Nos dois FF, quando se avaliou o fator de tenacidade (FT), existia uma tendência a apresentar um comportamento logarítmico com o aumento do teor, resultados que confirmam o que foi relatado na bibliografia.

Pode-se dizer que a variação nos teores de fibras exerce uma influência maior no comportamento final do CRFA, se comparado com a variação no FF.

O padrão de fissuração de todas as amostras seguiu o comportamento esperado para teores abaixo do volume crítico, com uma fissura preponderante.

Os resultados dos ensaios de flexão a três pontos apresentaram um comportamento mais estável se comparados com os resultados de flexão a quatro pontos, fato que se deve a pré-fissura induzida nas vigas.

Nos ensaios de flexão à três pontos também pode ser observado que a variação no teor exerce maior influência no desempenho final se comparado com a variação no FF.

Foi verificada a energia da fratura pelo modelo da CEB FIP (2010) e pelos preceitos de Barros e Cruz (2000), para o concreto convencional. Obteve-se desta forma resultados satisfatórios, assegurando-se assim que os resultados experimentais apresentavam-se coerentes.

Observou-se que existia uma tendência de aumento da energia de fratura com o incremento no teor de fibras, fato que não pode ser afirmado com certeza devido à variação amostral. Pode-se verificar este comportamento nos dois FF.

No dimensionamento dos pisos verificou-se que para as cargas estimadas necessitava-se de uma espessura de 20 cm. Assim o índice R_{e3} do teor de 0,25% não satisfazia o pré-requisito

necessário. A melhor alternativa para dimensionamento seria o teor de 0,35%, enquanto que o teor de 0,60% apresentou um índice R_{e3} mais alto que os demais, configurando um desperdício de fibras e materiais, sendo que sempre se prima pela otimização dos materiais, tanto pela questão ambiental quanto econômica.

9.2 ALTERNATIVAS PARA TRABALHOS FUTUROS

Uma alternativa para trabalhos futuros seria a modelagem numérica com os resultados experimentais obtidos, comparando-se desta forma o desempenho das fibras, e avaliando os dois métodos, de forma que os resultados experimentais possam ajustar o modelo numérico. Também, pode-se sugerir para trabalhos futuros:

- Estudar outros fatores de forma com o intuito de emprego em pisos industriais;
- Verificar o coeficiente de Poisson experimentalmente, parâmetro muito utilizado na modelagem numérica de elementos;
- Encontrar um modelo constitutivo por M.E.F. (Método de Elementos Finitos) para o CRFA a partir dos resultados obtidos;
- Verificar experimentalmente a retração do CRFA, e posteriormente fazer uma comparação numérica e analítica;
- Verificar experimentalmente a abrasão do CRFA, e posteriormente fazer uma comparativa numérica e analítica;

REFERÊNCIAS

ACI 544 SP-44. American Concrete Institute: Fiber Reinforced Concrete, Report by ACI Committee 544. Detroit, Michigan 1974.

_____. 544.1 R-96. American Concrete Institute: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete: Report by ACI Committee 544, 2002.

_____. 302.1R-04. American Concrete Institute: Guide for Concrete Floor and Slab Construction: Report by ACI Committee 302, 2004.

_____. 360R-10, American Concrete Institute 2006: Guide to Design of Slabs-on -ground, Report by ACI Committee 360, Detroit, Michigan 2006.

ALWAN, J. M.; NAAMAN, A. E.; HANSEN; W. Pull-Out Work of Steel Fibers From Cementitious Composites: Analytical Investigation 1991, Journal of Cement and Concrete Composites, Vol. 13, No4, december 1991, Pag. 247-255.

ANDERSON, T. L. **Fracture Mechanics**. Boca Raton, Flórida, USA: Taylor e Francis, 2005.

ANDOLFATO, R. P. Controle Tecnológico Básico do Concreto. Ilha Solteira: UNESP Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, 2012. Disponível em: <<http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Controle%20tecnologico%20basico%20do%20concreto.pdf>>. Acesso em: 02maio. 2015.

ANTON, H.; BIVENS, I.; DAVIS, S. **Cálculo**. volume I, Porto Alegre: Bookman, 2007.

ARQUEZ, A. A. **Aplicação de Laminado de Polímero Reforçado com Fibras de Carbono (PRFC) inserido em Substrato de Microconcreto com Fibras de Aço para Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado**. 2010. 242 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7223**: Concreto – Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone. Rio de Janeiro , 1992.

_____. **NBR 5737**: Cimento Portland Resistentes à Sulfatos. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NBR NM 68**: Concreto – Determinação da Consistência pelo Espalhamento na Mesa de Graff. Rio de Janeiro, 1998 b.

_____. **NBR 5736**: Cimento Portland Pozolânico. Rio de Janeiro, 1999.

_____. **NBR 6474 – NM 23**: Cimento Portland Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR NM 248**: Agregados – Determinação da Composição Granulométrica. Rio de Janeiro, 2003a.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaios de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 7680**: Concreto – Extração, Preparo e Ensaio de Testemunhos de Concreto. Rio de Janeiro, 2007b.

_____. **NBR 15530**: Fibras de Aço para o Concreto. Rio de Janeiro, 2007c.

_____. **NBR 8522**: Concreto – Determinação dos Módulos Estáticos de Elasticidade e de Deformação e de Curva Tensão-Deformação. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR NM 52**: Agregado Miúdo – Determinação da Massa Específica Aparente. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 12142**: Concreto – Determinação da Resistência à Tração na Flexão de Corpos de Prova Prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. C 1609, AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, Flexural Testing of Fiber-Reinforced Concrete Beams, 2010.

ASTM C 78-08 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, Standard Test for Flexural = of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading), (2009).

AVESTON, J., COOPER, G.A., KELLY, A. Single and multiple fracture. In the properties of fibre composites: Proceedings of the NPL Conference, IPC Science and Technology Press, UK, November, 1971.

AWRUCH, A. M. MORSCH, I. B. **Teoria da Elasticidade Aplicada à Mecânica Estrutural**. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2009.

BALAGURU, P. N., SHA, S. P., **Fiber Reinforced Cement Compósitos**. New York, USA: McGraw-Hill, 1992.

BALBO, J. T. Análise Crítica dos Métodos para Dimensionamento Estrutural de Pavimentos de Concreto Simples. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, SP, 2003.

BARROS, A. R. **Avaliação do Comportamento de Vigas De Concreto Auto-Adensável Reforçado com Fibras de Aço**. 2009. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió.

BARROS, J. A. O.; CRUZ, J. S., Fracture Energy of Steel Fibre Reinforced Concrete, University of Minho, Campus Azurém, 4810 Guimarães codex, 2001.

BARR, B., GETTU, R., Al-ORAIMI SKA, BRYANA LS, Toughness Measurement - The Need to Think Again, Cem. Concrete Compos 18 281-297, 1996.

BASF, The Chemical Company, Glenium 54, A high performance concrete superplasticizer based on modified polycarboxylic eter. 2014. Disponível em <<http://www.melvynnicksonnig.com/specification/BASF/TDS%20-%20Glenium%2054.pdf>> Acessado em janeiro 2014.

BAZANT, Z. P. Size Effect. International Journal of Solids and Structures 37, 2000, pag. 69-80.

BEBER, A. J. **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono**. 2003. 289 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BEER, F. P., JOHNSTON, E. R., EISENBERG, E. R., **Mecânica Vetorial para Engenheiros: Estática**: São Paulo, Mc Graw Hill, 2006.

BELGO. BEKAERT ARAMES. Dramix. [Belo Horizonte], 2013. Disponível em: <http://www.belgomineira.com.br/produtos/construcao_civil/dramix/pdf/dramix.pdf>. Acesso em: 03 jan. 2013.

BELGO. BEKAERT ARAMES. Dramix

BENTUR, A., MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**: New York, NY, USA, Taylor e Francis, 2007.

BERNARDI, S. T. **Avaliação do Comportamento de Materiais Compósitos de Matrizes Cimentícias Reforçadas com Fibra de Aramida Kevlar**. 2003. 164 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BEZERRA, A. C. da S.; **Influência das Variáveis de Ensaio nos Resultados de Resistência à Compressão de Concretos: Uma análise Experimental e Computacional**. 2007. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

BOLETIM TÉCNICO. **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland**. BT 106, ABCP Associação Brasileira cimento Portland, São Paulo, dezembro 2002.

BONASSA, M; **Estudo Comparativo entre diferentes Métodos de Dimensionamento para Pisos Industriais de concreto Armado – Estudo de Caso**. 2010. 96 f. Trabalho de Conclusão (Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), Criciúma.

BORGES, J. U. A. **Análise do Comportamento de Vigas de Concreto de Alto Desempenho por Meio da Mecânica da Fratura**. 2002. 280 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo.

BRANDT, A. M. **Cement-based Composites: Materials, Mechanical Properties and Performance**: London, UK, 2009: Chapman and Hall.

BS 8204, Screeds, bases and in situ floorings. Code of practice for concrete bases and, screeds to receive in situ floorings, october 1987, 1999.

CAETANO, L. F. **Estudo do Comportamento da Aderência em Elementos de Concreto Armado Submetidos à Corrosão e Elevadas Temperaturas**. 2008. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CAMPOS FILHO, A. **Fundamentos da Análise de Estruturas de Concreto pelo Método dos Elementos Finitos**: UFRGS, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2003.

CARNIO, M. A. **Análise em Regime Plástico de Placas de Concreto Reforçado com Fibras de Aço sobre Base Elástica**. 1998. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Civil, Faculdade Estadual de Campinas, UNICAMP, Campinas, SP.

CARVALHO, E. F. T. **O Concreto sem Mistérios**: Uma Abordagem Inédita para Engenheiros e Arquitetos Dominarem sua Tecnologia. Ouro Preto, MG: Editora UFOP, 2012.

CARVALHO, M. D.; PITTA M. R., **Pisos Industriais de Concreto Parte I**: dimensionamento de pavimentos de concreto simples. São Paulo: ABCP, 1996.

CEP-FIP Model Code, Design Code, Comitê Euro-International du Beton, Thomas Telford, 1990.

CEP-FIP Model Code, Design Code, Comitê Euro-International du Beton, Thomas Telford, 2010.

CHAPRA, S. C., CANALE, R. P. **Métodos Numéricos para Engenharia**: aspectos teóricos e executivos. São Paulo: McGraw Hill, 2008.

CHEN, W. F. **Plasticity in Reinforced Concrete**: New York, NY, 2007-1982: J. Ross Publishing Classics.

CHODOUNSKY, M. A., VIECILI, F. A. **Pisos Industriais de Concreto**: Aspectos Teóricos e Executivos. São Paulo: Reggenza, 2007.

CONCRETE SOCIETY; Concrete Industrial Ground Floors: A guide to design and construction, Technical Report Nr. 34, third edition, Crowthorne, Berkshire, UK, 2003.

CRAIG, R. F. **Mecânica dos Solos**. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

DNIT. **Manual de Pavimentação, Publicação IPR 719**. Ministério dos Transportes, Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, 2006.

EN 14651 EUROPEAN STANDARD: Test Method for Metallic Fibered Concrete – Measuring the Flexural Tensile Strength (Limit of Proportionality (LOP), Residual), CEN, European Committee for Standardization, June, 2005.

FIGUEIREDO, A. D. **Parâmetros de Controle e Dosagem do Concreto Projetado com fibras**. 1997. 342 f. Tese – Departamento de Engenharia de Construção Civil e Urbana. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

_____. TORNERI, P. Efeitos da Ancoragem em Ganchos de Fibras na Tenacidade dos Concretos In: VI SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO 1999, abril, São Paulo, SP. 1999.

_____. **Concreto com fibras de aço**. São Paulo: Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000. Boletim Técnico PCC/260.

_____. ABOU MOURAD, A.; CARVALHO, J. L. C. Aspectos do Controle do Concreto Reforçado com Fibras de Aço para Pavimentos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., 2000, Fortaleza, CE. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2000.

_____. NUNES, N. L.; TANESI, J., Mix design analysis on steel fiber reinforced concrete, In: Fifth International RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC), Lyon. Fibre-Reinforced Concretes (FRC) - BEFIB'2000, 2000. p. 103-118, 2000.

_____. ANTEGUERA, A. F.; de CEA A. A., SALVADOR R. P.; ESCARIZ R. C.; Fibras Plásticas como Reforço de Tubos de Concreto. Parte 1. Caracterização Tecnológica. In: 54 CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2012, Maceió, AL. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2012.

_____. **Concreto Reforçado com fibras.** 2011. 247 f. Tese (Livre Docência) – Departamento de Engenharia de Construção Civil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

_____. Concreto com fibras. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ciência e tecnologia.** São Paulo: IBRACON, 2011b. p. 1326-1365. v. 2.

GAPALARATNAM, V. S.; GETTU, R.; On the Characterization of Flexural Toughness in Fiber Reinforced Concretes, **Cement e Concrete Composites** 17, Printed in Great Britain. p. 239-254, 1994.

GARCEZ, E. O. **Análise teórico-experimental do comportamento de concretos reforçados com fibras de aço submetidos a cargas de impacto.** 2005. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GAVA, G. P.; PRUDÊNCIO JÚNIOR, L. R.; SILVA JUNIOR, W. L. A.; PIERI, T. S. Variabilidade do Ensaio de Flexão em Vigas de Concreto Reforçado com Fibras de Aço. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 49., 2007, Bento Gonçalves, RS. **Anais...** Bento Gonçalves: IBRACON, 2007.

GILAT, A.; SUBRAMANIAM, V., **Métodos Numéricos para Engenheiros e Cientistas: Uma introdução com Aplicação Usando o MATLAB.** Porto Alegre: BOOKMAN, 2008.

GUIMARÃES, D; **Pisos Industriais em concreto: Determinação de Teores Ótimos de Fibras de Aço e Polipropileno em Ensaios Mecânicos.** 2010. 88 f. Trabalho de Conclusão (Engenharia Civil) – Departamento de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GUIMARÃES, M. C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; AGOPYAN, V. Análise de Repetibilidade do Ensaio de Tenacidade à Flexão para Concretos Reforçados com Fibras de Aço (CRFA). In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., 2000, Fortaleza. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2000.

GUL, M.; BASHIR, A.; A NAQASH, J. Study of Modulus of Elasticity of Steel Fiber Reinforced Concrete; 2014, INTERNATIONAL JOURNAL OF ENGINEERING AND ADVANCED TECHNOLOGY (IJEAT)ISSN: 2249-8958, volume 3, issue 4, april 2014, New Delhi, India.

GRAEFF, A. G. **Avaliação Experimental e Modelagem dos Efeitos Estruturais da Propagação da Corrosão em Elementos de Concreto Armado**. 2007. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GRAEFF, A. G. **Long-Term Performance of Recycled Steel Fibre Reinforced Concrete for Pavement Applications**. 2011. 363 f. Thesis (Doctor of Philosophy) – Centre for Cement and Concrete, Department of Civil and Structural Engineering, Faculty of Engineering of the Sheffield, University of Sheffield.

HANNANT, D. J.. **Fibre Cements an Fibre Concretes**. Toronto: John Wiley & Sons, 1978.

HIBBELER, R. C.. **Resistência dos Materiais**. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2009.

HIGA, L. H.; FRANCO, B. L. M.; CRAVO, A.; SILVA, R. M.; MONTE, R.; FIGUEIREDO, A. D. Método de Dosagem do Concreto Reforçado com Fibras de Aço para Otimização da Tenacidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 49., 2007, Bento Gonçalves, RS. **Anais...**São Paulo: IBRACON, 2007.

HOLSCHEMACHER, K.; MÜLLER, T.; **Influence of Fibre Type on Hardening Properties of Steel Fibre Reinforced Concrete** Proceedings of the International Conference and Advanced Concrete Materials, Stellenbosch, South Africa, 2009, S 107-115.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Concrete Library of JSCE n.2** – Part II-2 – JSCE-SF4: Method of Making Specimens for Strength and Toughness Tests of Steel Fiber Reinforced Concrete. [S. l.], June 1984 p.49-55.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Concrete Library of JSCE n.3** – Part III-2 – JSCE-SF4: method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. [S. l.], June 1984. p. 58-60.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Concrete Library of JSCE n.4** – Part IV-4 – JSCE-SF4: Method of Tests for Flexural Strength and Flexural Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete. [S. l.], June 1984. p. 58-60.

LANDIS, E. N., BOLANDER, J. E., Explicit Representation of Physical Processes in Concrete Fracture. *Journal of Physics D: Applied Physics* 42: 214002 (17p.), 2009.

LI, V. C.; WU, H. C.; Conditions for Pseudo Strain-Hardening in Fiber Reinforced Concrete Brittle Matrix Composites. *Micromechanical Modelling of Quasi Brittle Materials Behavior*, ASME Book No AMR 118, 1992, August.

LIMA, R. C. A.; KIRCHHOF, L. D.; CASONATO, C. A.; SILVA FILHO, L. C. P. Efeito de Altas Temperaturas no Concreto. In: SEMINÁRIO DE PATOLOGIAS DAS EDIFICAÇÕES, II., 2004, Porto Alegre-RS, Salão de Atos da UFRGS.

MAGGI, Y. I.; MAGGI P. L. O. Proposta de Integração entre disciplinas de Materiais de Construção e Cálculo Aplicado. In: XXXV CONGRESSO BRASILEIRO DE EDUCAÇÃO e ENGENHARIA, 49., 2007, Curitiba, PR. **Anais...**CURITIBA: COBENGE, 2007.

MASIERO, I. M. Aplicações Práticas para Concreto Reforçado com Fibras De Aço: Pisos Industriais. **Revista Concreto e Construções**, São Paulo: IBRACON, ano 36, n. 51, p. 38-42, jul./ago./set. 2008.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedade e Materiais**. São Paulo: Pini, 2014.

MOHITE, D. B.; SHINDE, S. B.; **Experimental Investigation on Effect of Different Shaped Steel Fibers on Compressive Strength of High Strength Concrete**. 2013. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE), volume 6 issue 4 (May-June, 2013) pp 24- 26.

MONTOYA, J.; **Hormigón Armado**. Barcelona, Espanha: Editorial Gustavo Gili, 2009.

NAAMAN, A. E.; SHAH, S. P. **Fracture and Multiple Cracking of Cementitious Composites**, 1979. Fracture Mechanics Applied to Brittle Materials, ASTM STP 678, S. W. Freiman, Ed. American Society for Testing and Materials, 1979, pp. 183-201.

NAAMAN, A. E.; NAMUR, G.G; NAJM, H.; ALWAN, J.M. **Bond Mechanisms in Fiber Reinforced Cement - based composites**, A report on Research Sponsored by the Air Force Office of Scientific Research Grant No F49620-87-c-0063, Report N UMCE 89-9, August, Department of Civil engineering the University Michigan, 1989

NAAMAN, A. E.; **High Performance Fiber Reinforced Cement composites: Classification and applications**, 2007. In Proceedings CBM-CI International Workshop, Karachi, Parkistan, pag. 389-401.

NASCIMENTO, D. R. **Comportamento Cíclico em Flexão do Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras de Aço**. 2013. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Portugal, Vila Real.

NEVES, R. D.; ALMEIDA, J. C. O. F. Compressive Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete. Structural Concrete Contents for Volume 6, March. Journal of the FIB, 2005, Thomas Telford Ltd.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J.J. **Tecnologia do Concreto**. Porto Alegre: Editora Bookman, 2º edição, 2010.

NUNES, N. L.; TANESI, J.; FIGUEIREDO, A. D.; Aplicação do Concreto Reforçado com Fibras de Aço na Recuperação de Estruturas e Pavimentos. In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES – VI CONGRESSO DE CONTROLE DE QUALIDADE, 1997, 21 a 24 de outubro, Porto Alegre, RS.

NUNES, N. L.; AGOPYAN, V.; **A influência do Fator de Forma da Fibra na Tenacidade à Flexão do Concreto Reforçado com Fibras de Aço**. São Paulo: Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1998. Boletim Técnico PCC/225.

NUNES, N. L. **Contribuição para a Aplicação do Concreto Reforçado com Fibras de Aço em Elementos de Superfície Restringidos**. 2006. 253 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

OLIVEIRA, P. L. **Projeto Estrutural de Pavimentos Rodoviários e de Pisos Industriais de Concreto**. 2000. 218 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

PASA, V. F. **Análise do Comportamento de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras de Aço via Método dos elementos Finitos**. 2007. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PASA, V. F. **Um Modelo Constitutivo para o Concreto Reforçado com Fibras de Aço Via Teoria de Homogeneização**. 2012. 217 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PCA, Concrete Slab Surface Defects: Causes, Prevention, Repair, Concrete Information, Portland Cement Association, Old Orchard Road, Skokie, Illinois, 2001.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POLISSENI, A. E. Pisos Industriais Plano de Concretagem. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2008. Disponível em: <http://www.marcoscassiano.com/eng/attachments/078_Pisos%20industriais%20-%20Plano%20de%20concretagem.pdf>. Acesso em: 20 out. 2010.

QUEIROGA, M. V. M.; **Concreto de Alta Resistência**. Canoas: Editora Ulbra, 2000.

QUININO, U. C. M.; RODRIGUES, R. A.; BITTENCOURT, E.; SILVA FILHO, L. C. P. Investigação Experimental de Parâmetros Fractomecânicos em Concretos Simples – Modo 1. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 48., 2006, Rio de Janeiro, RJ. **Anais...** Rio de Janeiro: IBRACON, 2006.

QUININO, U. C. M. **Investigação Experimental das Propriedades Mecânicas de Compósitos de Concreto com Adições Híbridas de Fibras**. 2015. 216 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

QUINTA, M. T.; Pisos de concreto com fibras de aço. **Revista Técnica**, São Paulo, ano 14, n. 107, fev. 2006.

RENDON, C.; WU, C. HOSHIRO, H.; SAITO, T. OGAWA, A.; **Measuring and Modifying Interface Properties of PVA Fibers in ECC Matrix**. 2001. Journal of Materials in Civil Engineering, volume 13 issue 6 (Nov/ Dec, 2001) pp 399- 406.

RINGO, B. C.; ANDERSON, R. B.; **Designing floor Slabs on Grade: step by step Procedures, Sample Solutions and Commentary**. Aberdeen Group Addison, III. 1996.

RODRIGUES, P. P. F.; BOTACINI, S. M.; GASPARETTO, W. E. **Manual Gerdau de Pisos Industriais**. São Paulo: Pini, 2006.

RODRIGUES, P. P.F. **Manual de Pisos Industriais: Fibras de Aço e Protendido**. São Paulo: Pini, 2010.

RODRIGUES, P. P. F.; PITTA, M. R.; Dimensionamentos de Pavimentos de Concreto Estruturalmente Armados, 2014.

RODRIGUES, P. P. F.; FARIA, B, M; SILVA, J. B. R.; Novos Critérios para Pavimentos Industriais de Concreto Armado, São Paulo: ITBS (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas), 2015.

SALNA, R.; MARCIUKAITIS, G. **Influence of Fiber Shape on the Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete**, 2010. The 10th International Conference, Modern Building Materials, Structures and Techniques, Vilnius, Lithuania, Faculty of Civil Engineering, May 19-21, 2010.

SALVADOR, R.P. **Análise Comparativa de Métodos de Ensaio para Caracterização do Comportamento de Concreto reforçado com fibras**: 2013. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica (Departamento de Engenharia de Construção Civil), Universidade de São Paulo, São Paulo.

SAVASTANO JÚNIOR, H. **Zona de transição entre fibras e pasta de cimento Portland**: Caracterização e Inter-Relação com as Propriedades Mecânicas do Compósito. 1992. 249 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

SHA, S. P., SKARENDAHL, A., Steel Fiber Concrete US-Sweden Joint Seminar (nsf-stu), London, UK, Elsevier 3-5 jun, Stockolm, 1985.

SHACKELFORD, J. F. **Ciência dos Materiais**. São Paulo: Pearson, 2014.

SENEFONTE, K. B. **Diretrizes de Projeto, Execução e Controle de Pisos Industriais de concreto Protendido**. 2007. 80 f. MBA (Especialista em Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade politécnica Universidade de São Paulo, São Paulo.

SHENDE, A. M.; PANDE, A. M.; PATHAN, M. P. Experimental Study on Steel Fiber Concrete for M-40 Grade. 2012. IRJES International Journal of Engineering and Science, volume 1 issue 1 (September, 2012) pp 43- 48.

SILVA FILHO, L. C. P.; HELENE, P. Concreto com fibras. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto**: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2011. p. 1128-. v. 2.

SOUZA, R. A. **Análise de Fraturamento em Estruturas de Concreto Utilizando Programas de Análise Estrutural**. 2001. 249 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo.

SORANAKOM, C.; MOBASHER, B. **Flexural Modelling of Strain Softening and a Strain Hardening Fiber Reinforced Concrete**. REINHARDT, H. W. and NAAMAN, A. E.: In: Fifth International RILEM Workshop on HPRFRC5-RILEM Proceedings, PRO 53, S.A.R.L. 2007, Cachan France, pp. 155-164, 2007.

TANESI, J.; TORNERI, P.; FIGUEIREDO, A. D. A Influência das Fibras de Polipropileno na Fissuração por Retração. In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA

DAS CONSTRUÇÕES – VI CONGRESSO DE CONTROLE DE QUALIDADE, 1997, 21 a 24 de outubro, Porto Alegre, RS.

TANESI, J.; FIGUEIREDO, A. D. **Fissuração por Retração em Concretos Reforçados com Fibras de Polipropileno**. São Paulo: Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999. Boletim Técnico, PCC/239.

TECHNICAL REPORT 34, **Concrete Industrial Ground Floors: A Guide to Design and Construction**. Crowthorne, Berkshire, UK: Concrete Society. 2003.

TÉCHNE EDIÇÃO 163, Piso Industrial de Concreto Reforçado com Fibras de Aço, ano 18, Edição 163, São Paulo, out. 2010.

TECNOFIX. Parafusos Especiais. [Belo Horizonte], 2014. Disponível em: <file:///F:/bibliografia/Tecnofix%20Parafusos%20Especiais.html>. Acesso em: 24 nov. 2014.

TJIPTOBROTO, P.; HANSEN, W. Mechanism for Tensile Strain Hardening in High Performance Cement-based Fiber Reinforced Composites, Journal Cement, Concrete Composites, BANTHIA, N. pages – 265,273, USA 1991.

TOALDO, G. S.; MONTE, R.; FIGUEIREDO, A. D.; Avaliação Comparativa de Métodos de Ensaio para a Determinação da Tenacidade do Concreto Reforçado com Fibras, In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 55., 2013, Gramado, RS. **Anais...** Gramado: IBRACON, 2013.

VIECILI, F. A. **Influência da Utilização dos Endurecedores Superficiais Cimentícios na Resistência à Abrasão de Pisos Industriais de Concreto**. 2004. 99 f. Trabalho de Conclusão (Mestrado em Engenharia) – Curso de Mestrado Profissionalizante da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

VARMA, R.; BARROS, J. O. A.; SENA-CRUZ, J. M. **Desing-Curves of Strain Hardening Fibre Reinforced Concrete Elements Subjected to Axial Load and Bending Moments.** In: 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Challenges and Opportunities (BEFIB 2012), Guimarães, Portugal, 2012.

Anexo A – Lista de Tabelas

Tabela 24: Composição granulométrica do agregado miúdo.

Abertura Peneira (mm)	Percentual médio Retido (%)	Percentual médio acumulado
9,5	0	0
6,3	0	0
4,75	0	0
2,36	3,5	3,5
1,18	7,9	11,4
0,6	10	21,5
0,3	43,9	65,4
0,15	32,4	97,8
Fundo	2,2	100

Tabela 25: Composição granulométrica do agregado graúdo.

Abertura Peneira (mm)	Percentual médio Retido (%)	Percentual médio acumulado
25	0	0
19	4,77	4,77
12,5	75,65	80,42
9,5	18,87	99,29
6,3	0,7	99,99
4,75	0,01	100
Fundo	0	100

Tabela 26: Propriedades do agregado graúdo.

Massa Específica Agregado Seco (g/cm ³)	2,91
Massa Específica Saturada Superfície Seca (g/cm ³)	2,93
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,97
Absorção (%)	0,77

Tabela 27: Dados de compressão dos CPs convencionais FF/65 e FF/80.

CPs	FF/65			FF/80			Testemunho
	0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%	
1 (MPa)	42,65	38,71	41,25	41,38	40,30	41,95	39,72
2 (MPa)	42,08	39,47	40,62	40,30	39,09	43,10	41,51
3 (MPa)	42,91	41,13	40,81	39,09	39,53	42,97	43,10
4 (MPa)	42,53	41,06	39,60	39,53	39,60	42,21	38,96
5 (MPa)	42,08	41,83	39,92	40,36	39,92	41,63	40,04
6 (MPa)	41,69	39,73	40,43	39,60	40,43	42,53	
Média (MPa)	42,33	40,32	40,40	40,04	39,81	42,40	40,67
Desvio (MPa)	0,45	1,20	0,60	0,82	0,50	0,57	1,64
Slump (cm)	15	11,5	15,5	11,5	12,5	15	11
Fluidez (mm/mm)	2,5	2,2	2,362	2,312	2,638	2,425	2,235

Tabela 28: Dados de compressão dos CPs extraídos FF/65 e FF/80.

CPs	FF/65			FF/80			Testemunho
	0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%	
1 (MPa)	31,78	32,68	33,08	28,32	28,26	39,94	32,35
2 (MPa)	33,32	32,81	31,10	35,81	35,16	34,01	30,28
3 (MPa)	31,06	31,95	26,95	32,85	32,45	36,00	30,80
4 (MPa)	36,79	32,25	34,47	28,5	34,15	39,96	32,12
5 (MPa)	37,56	31,95	31,18	33,52	30,95	34,01	32,22

6 (MPa)	38,01	32,97	30,71	28,52	31,01	38,48	34,60
Média (MPa)	34,75	32,44	31,25	31,26	32,00	37,07	32,06
Desvio (MPa)	3,07	0,44	2,55	3,22	2,48	2,77	1,51
Slump (cm)	15	11,5	15,5	11,5	12,5	15	11
Fluidez (mm/mm)	2,5	2,2	2,362	2,312	2,638	2,425	2,235

Tabela 29: Dados de módulo de elasticidade dos CPs convencionais FF/65 e FF/80.

CPs	FF/65			FF/80			Testemunho
	0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%	
1 (GPa)	46,158	40,047	40,788	40,945	41,115	40,302	35,040
2 (GPa)	40,373	40,537	40,733	40,042	40,964	40,467	40,136
3 (GPa)	41,897	40,459	40,702	40,551	41,469	38,372	38,372
Média (GPa)	42,809	40,347	40,741	40,512	41,183	39,713	37,849
Desvio (GPa)	2,998	0,263	0,044	0,453	0,259	1,165	2,587
Slump (cm)	15	11,5	15,5	11,5	12,5	15	11
Fluidez (mm/mm)	2,5	2,2	2,362	2,312	2,638	2,425	2,235

Tabela 30: Dados de módulo de elasticidade dos CPs extraídos FF/65 e FF/80.

CPs	FF/65			FF/80			Testemunho
	0,25%	0,35%	0,60%	0,25%	0,35%	0,60%	
1 (GPa)	34,392	36,607	36,403	43,789	35,368	36,663	37,133
2 (GPa)	37,624	36,877	36,556	36,107	37,336	35,497	38,103
3 (GPa)		36,152	37,645	36,977	35,229	30,586	38,848
Média (GPa)	36,008	36,545	36,868	38,957	35,977	34,248	38,028
Desvio (GPa)	2,285	0,366	0,677	4,206	1,178	3,225	0,860
Slump (cm)	15	11,5	15,5	11,5	12,5	15	11
Fluidez (mm/mm)	2,5	2,2	2,362	2,312	2,638	2,425	2,235

Tabela 31: Dados das vigas, testemunho, flexão quatro pontos.

Vigas	P. Max. (kN)	δ -P.Max. (mm)	Fctm (MPa)
1	30,038	0,018	4,01
2	30,963	0,046	4,13
3	28,113	0,041	3,75
média	29,704	0,035	3,96
desvio	1,454	0,015	0,19
Resultados Critério de Chauvenet			
V1	0,23	1,13	0,03
V2	0,87	0,74	0,16
V3	1,09	0,39	0,15

Tabela 32: Dados das vigas, FF/65 – teor 0,35%, flexão quatro pontos.

Vigas	P. Max. (kN)	δ -P.Max. (mm)	A. Tot. (kNm)	A. Elas. (kNm)	P.F. δ -3 mm- (kN)	FT (MPa)
1	30,01	0,0576	55,32	1,070	16,85	2,41
2	32,23	0,0201	57,83	0,400	17,06	2,56
média	31,12	0,0389	56,58	0,735	16,96	2,49
desvio	1,57	0,0265	1,77	0,474	0,148	0,11
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	0,707	0,707	0,707	0,707	0,707	0,707
V2	0,707	0,707	0,707	0,707	0,707	0,707

Tabela 33: Dados das vigas, FF/65 – teor 0,60%, flexão quatro pontos.

Vigas	P. Max. (kN)	δ -P.Max. (mm)	A. Tot. (kNmm)	A. Elas. (kNmm)	P.F. δ -3 mm- (kN)	FT (MPa)
1	32,45	0,0541	91,05	1,42	29,36	4,04
2	34,39	0,0244	88,29	0,49	27,24	3,85
3	30,60	0,0489	67,14	0,95	21,19	2,95
média	32,48	0,0425	82,16	0,96	25,93	3,61
desvio	1,90	0,0159	13,08	0,46	4,24	0,58
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	0,02	0,93	0,68	1,15	0,81	0,74
V2	1,01	0,94	0,47	0,60	0,31	0,40
V3	0,99	0,67	1,15	0,57	1,12	1,14

Tabela 34: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,25%, flexão quatro pontos.

Vigas	P. Max. (kN)	δ -P.Max. (mm)	A. Plast. (kNmm)	A. Elas. (kNmm)	P.F. δ -3 mm- (kN)	FT (MPa)
1	28,12	0,0277	36,31	0,47	8,54	1,58
2	30,43	0,0462	60,57	0,89	18,77	2,63
3	31,16	0,0192	39,49	0,35	10,97	1,72
média	29,9	0,031	45,46	0,57	12,76	1,98
desvio	1,59	0,0138	13,18	0,29	5,34	0,57
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	1,12	0,24	0,75	0,36	0,78	0,75
V2	0,33	1,10	1,13	1,13	1,12	1,13
V3	0,79	0,86	0,38	0,77	0,33	0,38

Tabela 35: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,35%, flexão quatro pontos.

Vigas	P. Max. (kN)	δ -P.Max. (mm)	A. Plast. (kNmm)	A. Elas. (kNmm)	P.F. δ -3 mm- (kN)	FT (MPa)
1	39,81	0,059	86,353	1,47	25,01	3,80
2	31,54	0,020	42,966	0,36	12,44	1,89
3	31,63	0,042	66,813	0,75	20,72	2,91
média	34,33	0,040	65,377	0,86	19,39	2,87
desvio	4,75	0,020	21,729	0,563	6,39	0,96
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	1,15	0,95	0,96	1,08	0,88	0,98
V2	0,58	1,03	1,03	0,89	1,09	1,02
V3	0,56	0,07	0,06	0,19	0,21	0,04

Tabela 36: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,60%, flexão quatro pontos.

Vigas	P. Max. (kN)	δ -P.Max. (mm)	A. Plast. (kNmm)	A. Elas. (kNmm)	P.F. δ -3 mm- (kN)	FT (MPa)
1	36,375	0,055	75,269	1,273	21,563	3,210
2	36,875	0,050	78,930	2,170	24,525	3,422
3	34,400	0,034	88,338	0,760	24,700	3,861
média	35,888	0,047	80,846	1,401	23,596	3,499
desvio	1,309	0,011	6,74	0,71	1,763	0,333
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	0,37	0,80	0,82	0,179	1,15	0,863
V2	0,76	0,32	0,28	1,077	0,52	0,232

V3	1,13	1,12	1,11	0,898	0,63	1,095
----	------	------	------	-------	------	-------

Tabela 37: Dados das vigas, testemunho, flexão três pontos.

Vigas	P. Max. (kN)	δ -P.Max. (mm)
1	12,82	0,033
2	13,01	0,058
3	13,38	0,065
Média	13,06	0,052
Desvio	0,28	0,016
Resultados Critério de Chauvenet		
V1	0,88	1,13
V2	0,24	0,36
V3	1,09	0,77

Tabela 38: Dados das vigas, FF/65 – teor 0,35%, flexão três pontos.

Vigas	P. Max. (N/mm ²)	Fct. L. (N/mm ²)	F1. (N/mm ²)	F2. (N/mm ²)	F3. (N/mm ²)	F4. (N/mm ²)
1	11,71	3,74	3,05	2,98	2,97	2,83
2	13,28	4,23	2,49	2,63	2,83	2,87
3	13,30	4,24	2,92	2,90	2,93	2,87
Média	12,76	4,07	2,82	2,83	2,91	2,86
Desvio	0,91	0,28	0,30	0,18	0,06	0,02
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	1,15	1,15	0,79	0,90	0,85	1,15
V2	0,57	0,55	1,13	1,13	1,10	0,73
V3	0,59	0,61	0,33	0,33	0,24	0,42

Tabela 39: Dados das vigas, FF/65 – teor 0,60%, flexão três pontos.

Vigas	P. Max. (N/mm ²)	Fct. L. (N/mm ²)	F1. (N/mm ²)	F2. (N/mm ²)	F3. (N/mm ²)	F4. (N/mm ²)
1	11,04	3,53	2,46	2,67	2,73	2,73
2	14,48	4,60	3,87	4,49	4,60	4,51
3	20,07	5,23	5,21	6,21	6,38	6,35
Média	15,20	4,46	3,85	4,46	4,57	4,53
Desvio	4,56	0,86	1,37	1,77	1,82	1,81
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	0,91	1,07	1,01	1,01	1,01	0,99
V2	0,16	0,17	0,01	0,02	0,01	0,01
V3	1,07	0,90	0,99	0,99	0,99	1,00

Tabela 40: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,25%, flexão três pontos.

Vigas	P. Max. (N/mm ²)	Fct. L. (N/mm ²)	F1. (N/mm ²)	F2. (N/mm ²)	F3. (N/mm ²)	F4. (N/mm ²)
1	13,30	4,23	2,64	2,91	2,90	2,78
2	13,54	4,30	2,54	2,89	3,07	2,98
3	13,92	4,38	2,16	2,05	2,12	2,02
Média	13,59	4,30	2,45	2,62	2,70	2,59
Desvio	0,31	0,87	0,26	0,49	0,51	0,51
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	0,93	0,94	0,76	0,59	0,40	0,37
V2	0,14	0,12	0,37	0,57	0,74	0,76
V3	1,06	1,05	1,13	1,15	1,14	1,13

Tabela 41: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,35%, flexão três pontos.

Vigas	P. Max. (N/mm ²)	Fct. L. (N/mm ²)	F1. (N/mm ²)	F2. (N/mm ²)	F3. (N/mm ²)	F4. (N/mm ²)
1	13,24	4,23	3,14	3,36	3,54	3,51
2	13,49	4,30	2,86	2,98	3,13	2,96
3	13,30	4,38	2,69	2,99	2,91	2,80
Média	13,01	4,30	2,90	3,11	3,19	3,09
Desvio	0,63	0,87	0,23	0,22	0,32	0,37
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	0,38	0,94	1,07	1,15	1,09	1,13
V2	0,76	0,12	0,16	0,58	0,21	0,36
V3	1,13	1,05	0,91	0,57	0,88	0,77

Tabela 42: Dados das vigas, FF/80 – teor 0,60%, flexão três pontos.

Vigas	P. Max. (N/mm ²)	Fct. L. (N/mm ²)	F1. (N/mm ²)	F2. (N/mm ²)	F3. (N/mm ²)	F4. (N/mm ²)
1	14,07	4,45	3,24	3,57	3,69	3,70
2	15,70	4,95	3,83	3,91	3,87	3,64
3	14,10	4,46	3,55	3,55	3,56	3,43
Média	14,62	4,62	3,54	3,68	3,71	3,59
Desvio	0,93	0,28	0,30	0,21	0,16	0,14
Resultados Critério de Chauvenet						
V1	0,59	0,58	1,01	0,52	0,08	0,79
V2	1,15	1,15	0,99	1,15	1,04	0,33
V3	0,56	0,57	0,02	0,64	0,95	1,12

Anexo B – Lista de Figuras

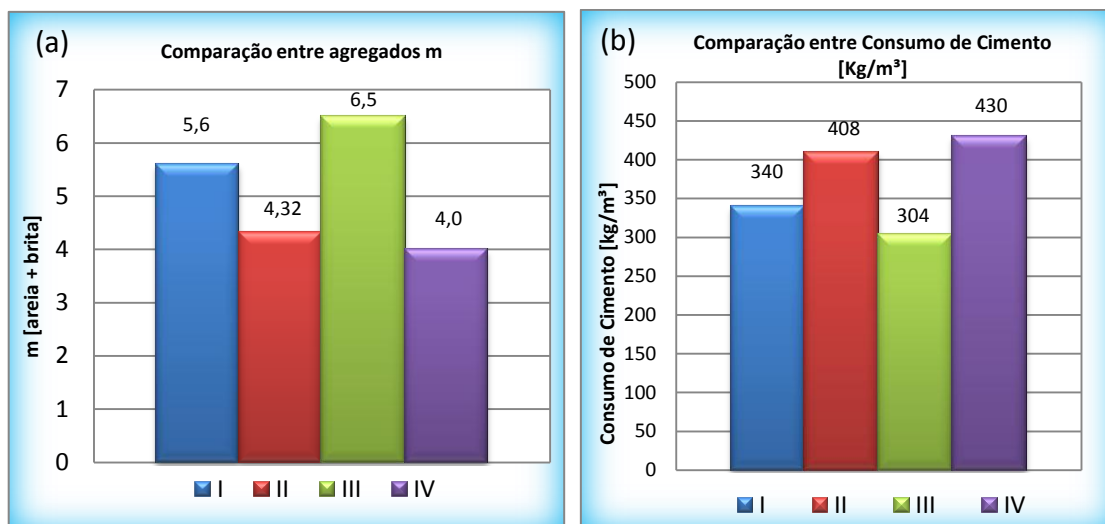


Figura 123: Comparação entre os agregados na dosagem (a) e consumo de cimento (b).

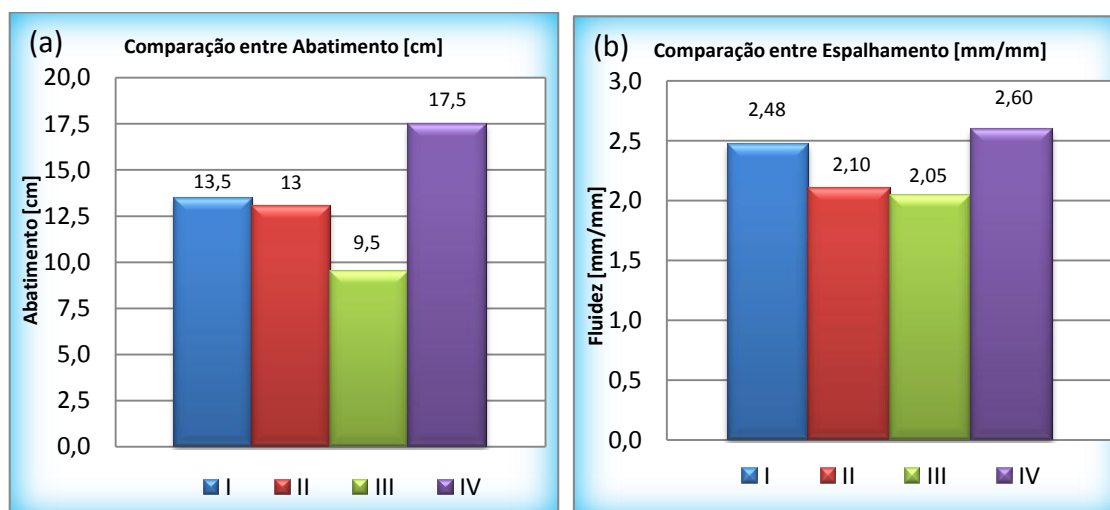


Figura 124: Comparação entre o abatimento (a) e o espalhamento (b).

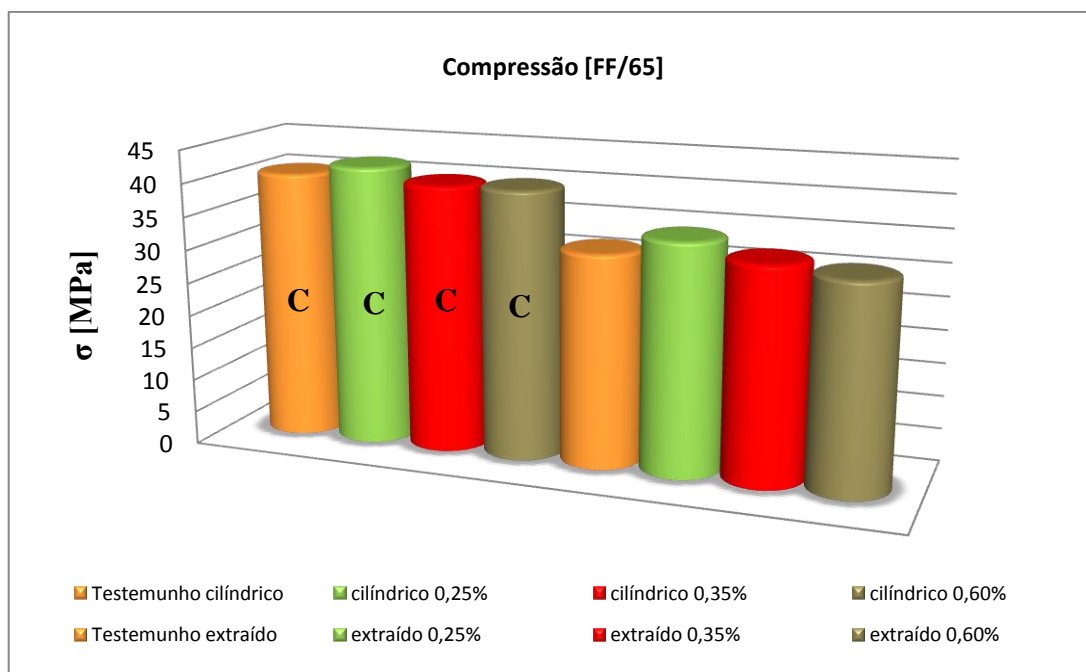


Figura 125: Comparativo CPs convencionais e extraídos no FF/65.

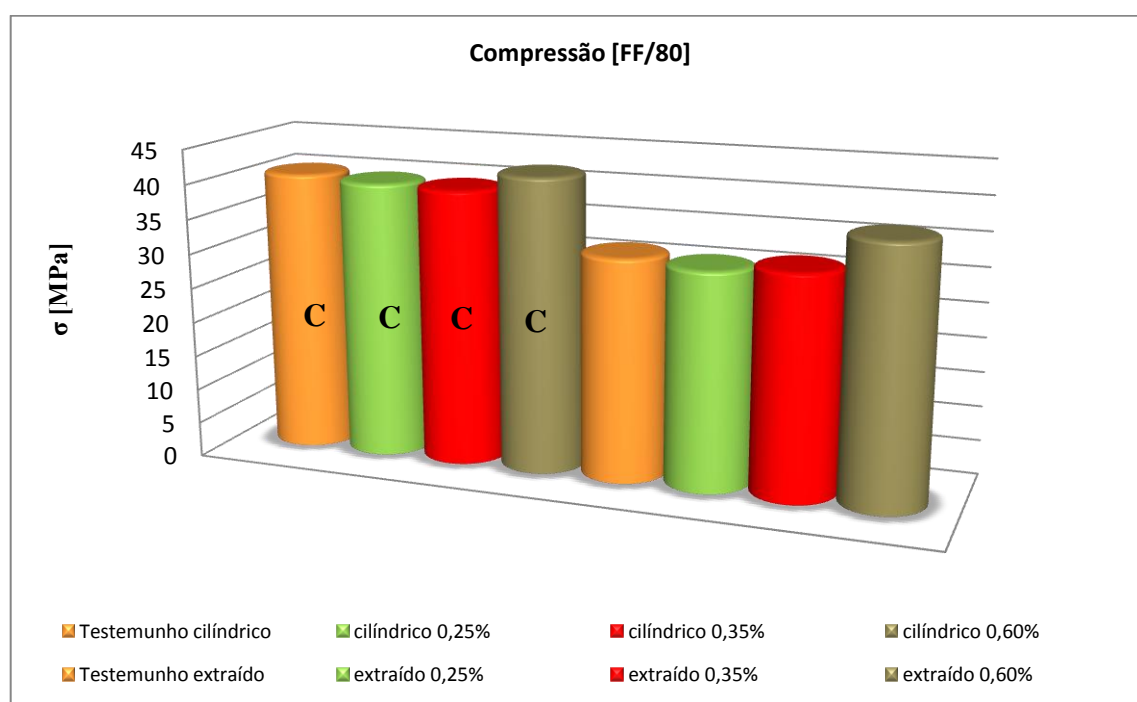


Figura 126: Comparativo CPs convencionais e extraídos no FF/80.

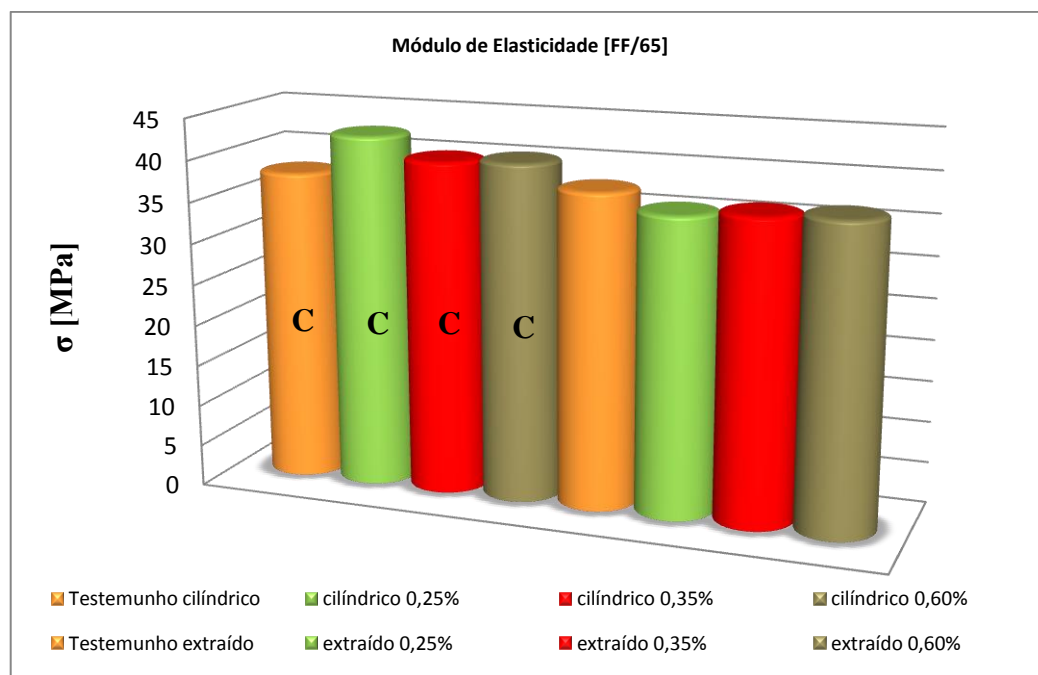


Figura 127: Comparativo módulo CPs convencionais e extraídos no FF/65.

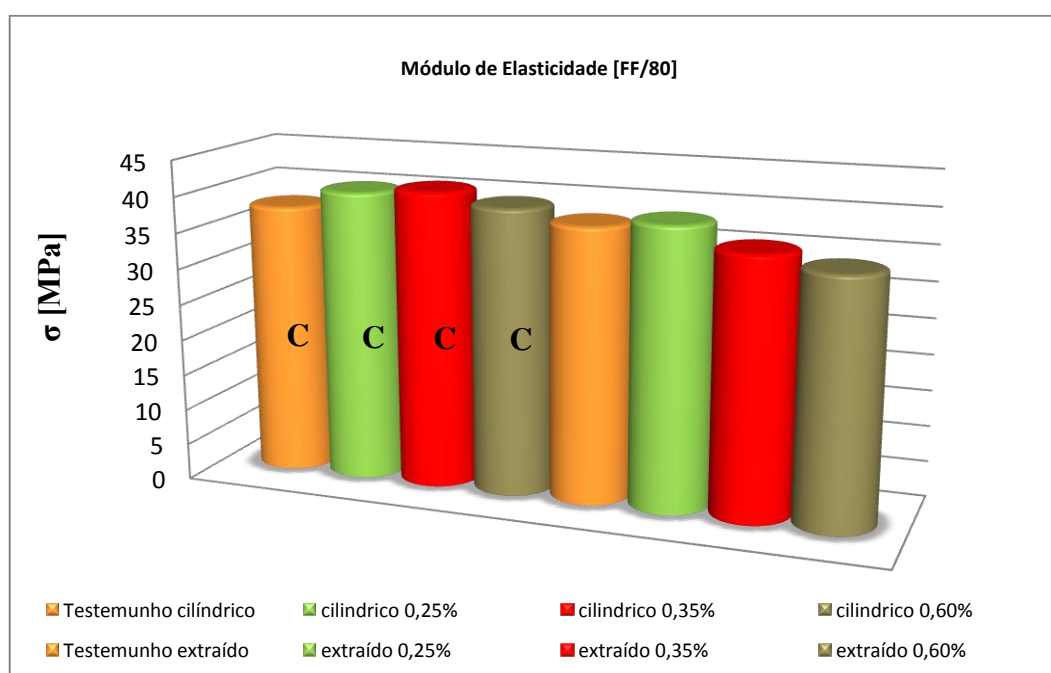


Figura 128: Comparativo módulo CPs convencionais e extraídos no FF/80.