



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Luana Godinho Ladeira de Santana

**Estudo de compósitos cimentícios do tipo SHCC com o uso da metacaulinita e a sua avaliação quando utilizado no encamisamento de concretos**

Rio de Janeiro

2023

Luana Godinho Ladeira de Santana

**Estudo de compósitos cimentícios do tipo SHCC com o uso da metacaulinita e a sua avaliação quando utilizado no encamisamento de concretos**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadora: Prof. Margareth Da Silva Magalhães

Rio de Janeiro

2023

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S232 Santana, Luana Godinho Ladeira de.  
Estudo de compósitos cimentícios do tipo SHCC com o uso da metacaulinita e a sua avaliação quando utilizado no encamisamento de concretos / Luana Godinho Ladeira de Santana. – 2023.  
170 f.

Orientadora: Margareth da Silva Magalhães.  
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro,  
Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Cimento - Teses. 3. Concreto - Teses.  
4. Recalque de estruturas - Teses. 5. Construção mista - Teses. I.  
Magalhães, Margareth da Silva. II. Universidade do Estado do Rio de  
Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.016

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

Luana Godinho Ladeira de Santana

**Estudo de compósitos cimentícios do tipo SHCC com o uso da metacaulinita e a sua avaliação quando utilizado no encamisamento de concretos**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 28 de novembro de 2023.

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. Margareth Da Silva Magalhães (Orientadora)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Regina Helena Ferreira de Souza  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Paulo Roberto Lopes Lima  
Departamento de tecnologia – UEFS

Rio de Janeiro

2023

## DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória. Aos meus pais, que sempre me apoiam, a minha família, pela paciência e carinho nestes anos e a meu querido marido Marcos Alexandre, por compartilhar os momentos bons e ruins.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, detentor de todo conhecimento, por toda a força, glória e sabedoria.

Ao meu marido Marcos Alexandre e aos meus pais Aparecida e Gervásio, por acreditarem em mim, por toda escuta, paciência e o incentivo em todos os momentos, principalmente nos mais difíceis.

À minha orientadora, Prof. Doutora Margareth Da Silva Magalhães por toda a ajuda e demonstração de força de vontade, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento deste trabalho e pela amizade demonstrada nesses anos.

Aos técnicos e colegas de profissão do laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Beatriz, André, Danilo e Flávio, que me ajudaram e auxiliaram na execução dos ensaios, contribuindo com dicas, ajuda física e novas ideias para a realização prática desta pesquisa.

À empresa Metacaulim do Brasil Industria e Comércio Ltda. pela doação da metacaulinita utilizada nesta pesquisa e ao laboratório TECNOCON – Serviços Técnicos de Engenharia Ltda., por conceder espaço e incentivo para a realização de ensaios em seu laboratório.

Aos professores, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula e aos meus colegas de mestrado, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

À UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro.

Há duas formas de viver a vida. Uma é acreditar que não existe milagre. A  
outra é acreditar que todas as coisas são um milagre.  
O importante é não parar de questionar. A curiosidade tem a sua própria  
razão de existir.

*Albert Einstein*

## RESUMO

SANTANA, Luana Godinho Ladeira de. *Estudo de compósitos cimentícios do tipo SHCC com o uso da metacaulinita e a sua avaliação quando utilizado no encamisamento de concretos*. 2023. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Na presente pesquisa foram desenvolvidos e caracterizados experimentalmente compósitos cimentícios do tipo SHCC reforçados com fibras curtas de PVA com elevados teores de metacaulinita, com o objetivo de utilizá-los para reabilitação de estruturas de concreto. O Compósito Cimentício Reforçado com Fibras do tipo *Strain Hardening* (SHCC) é um material recente com enorme potencial no ramo da recuperação de estruturas, por possuir elevada ductilidade e o comportamento de enrijecimento na tração e na flexão. No entanto, este compósito contém elevado teor de cimento, cerca de duas a três vezes mais que o concreto convencional. Para contornar o impacto econômico da sua produção, e ao mesmo tempo melhorar suas propriedades, normalmente, em sua fabricação é utilizado, como material suplementar, a cinza volante, contudo, neste trabalho foi estudada uma outra alternativa de material suplementar, sendo desenvolvido o compósito SHCC com alto teor de metacaulinita, visto a alta capacidade pozolânica desta adição e sua abundância de recursos no Brasil. Para o desenvolvimento dos compósitos foram estudados parâmetros como, a variação do teor de metacaulinita, água, areia e do comprimento da fibra de PVA. O SHCC com o teor de substituição parcial de 50% de cimento por metacaulinita apresentou melhor relação desempenho mecânico e economia, levando em conta o elevado teor de substituição do cimento pela metacaulinita, com resistência à compressão de aproximadamente 59 MPa e à tração de 4 MPa, além de uma capacidade de deformação de 1,3%. Uma mistura do SHCC com a adição de um aditivo polimérico, com o objetivo de aumentar a aderência concreto-reparo, foi também testada. Corpos de prova de concreto com duas resistências (19 MPa e 28 MPa) foram confinados com o SHCC. No experimento foram variados os parâmetros: espessura da camada do reparo (1,7 cm e 2,2 cm), nível do dano nos concretos (50% e 80% da sua resistência à compressão, e sem dano), e a idade do reparo (7 e 28 dias). Em todos os casos estudados, o confinamento com o SHCC foi capaz de aumentar a resistência à compressão dos corpos de prova e reduzir o módulo de elasticidade, apresentando fator de eficiência em relação a resistência na faixa de 1,19-1,27, e se mostrando um excelente material para a reabilitação de estruturas de concreto.

Palavras-chave: SHCC; Metacaulinita; Reabilitação estrutural.



## ABSTRACT

SANTANA, Luana Godinho Ladeira de. *Study of strain-hardening cementitious composites (SHCC) with metakaolin incorporation and their evaluation for concrete jacketing*. 2023. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

In this research, an experimental study was performed aiming to develop and characterize a Strain Hardening Cementitious Composite (SHCC), reinforced with short PVA fibres and high metakaolinite content, with the purpose of using them to rehabilitate concrete structures. The SHCC is an innovative material with enormous potential in the field of structural rehabilitation due to its high ductility and strain hardening and deflection hardening behaviour. However, this composite is fabricated with an elevated cement content, around two to three times more than conventional concrete. To overcome the economic impact, and improve its mechanical properties, fly ash is normally used as a supplementary material in its manufacture. However, in this work another alternative supplementary material was studied. The SHCC composite with an elevated metakaolinite content was developed in this study, given the high pozzolanic activity of this addition and its abundance of resources in Brazil. In this study, the parameters, metakaolinite, water and sand content and the PVA fiber length were studied. The SHCC with a partial replacement of 50% cement by metakaolinite showed the best mechanical performance and economy ratio, taking into account the high replacement content of cement with metakaolinite, with compressive strength of approximately 59 MPa, tensile strength of 4 MPa and strain capacity of 1,3%. One polymeric additive to increase the adhesion of cementitious materials was also tested in this experiment. Concrete specimens with 100 mm diameter and 200 mm height, and with two compressive strengths (19 MPa and 28 MPa) were prepared and tested to 50% and 80% of the load-carrying capacity under compression loads. The damaged and non-damaged specimens were repaired using the SHCC, by using 1,7 cm and 2,2 cm SHCC thickness. The effectiveness of the repairing schemes was evaluated by comparing load-carrying capacities under compressive loads at 7 and 28 days. In all the cases studied, confinement with SHCC was able to increase the compressive strength of the specimens and reduce the modulus of elasticity, showing a confinement effectiveness in the range of 1.19-1.27 and proving to be an excellent material for reinforcing concrete structures.

Keywords: SHCC; Metakaolinite; Structural rehabilitation.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – RECUPERAÇÃO DA BARRAGEM MITAKA, JAPÃO (KOJIMA ET AL, 2004).....	22
FIGURA 2 - MURO DE CONTENÇÃO LOCALIZADO NA REGIÃO DE GIFU, JAPÃO: (A) FISSURADO E (B) REPARADO COM CAMADA DE SHCC (ROKUGO ET AL., 2005) .....	22
FIGURA 3 - REPARO DO TABULEIRO DE UMA PONTE EM MICHIGAN, ESTADOS UNIDOS, UTILIZANDO ECC (LI, 2004). .....	22
FIGURA 4 - (A) COMPORTAMENTO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO E PADRÃO DE FISSURA DO SHCC SUBMETIDO A UM CARREGAMENTO MONOTÔNICO (MECHTCHERINE ET AL., 2007). (B) CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE UM COMPÓSITO REFORÇADO COM FIBRA COMUM E PADRÃO DE FISSURA (NAAMAN, 2007).....	29
FIGURA 5 – CURVA TÍPICA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO ECC E DESENVOLVIMENTO DA ABERTURA DE FISSURA (LI ET AL, 2006) .....	30
FIGURA 6 – CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS NO JAPÃO (ROKUGO ET AL., 2009).....	31
FIGURA 7 - CURVA TENSÃO - DEFORMAÇÃO DOS MATERIAIS UHPFRC, UHC - SHCC E SHCC COMUM (KUNIEDA ET AL., 2012).....	32
FIGURA 8 –COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE ECC (YU ET AL.,2018) .....	33
FIGURA 9 – CLASSIFICAÇÃO DAS FIBRAS. ADAPTADO DE MOHANTY ET AL. (2005). .....	35
FIGURA 10 – FIBRAS CURTAS DA ESQUERDA PARA DIREITA: VIDRO, POLIPROPILENO, PVA E CARBONO. FONTE: ARBOLEDA (2014) E AUTOR. ....	35
FIGURA 11 - FIBRAS TÊXTIS DA ESQUERDA PARA DIREITA: AÇO, CARBONO, PBO E JUTA. FONTE: ARBOLEDA (2014) E AUTOR.....	35
FIGURA 12 – DISTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS (CARVALHAL ET AL., 2013).....	36
FIGURA 13 – MÉDIA DE VALORES ENCONTRADO NA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO TRM COM PBO, VIDRO E CARBONO NA PESQUISA DE CARROZI E POGGI (2015).....	49
FIGURA 14 - METACAULINITA UTILIZADA NESTE TRABALHO.....	59
FIGURA 15 - EPSILON 1 (MALVERN PANALYTICAL). FONTE: LABORATÓRIO LIETA .....	60
FIGURA 16 – (A) PESAGEM DA AMOSTRA (B) FRASCO DE LE CHATELIER COM QUEROSENE PARA AS DUAS AMOSTRAS (C) FRASCO DE LE CHATELIER COM QUEROSENE E METACAULINITA. ....	61
FIGURA 17 – FOTOS RETIRADAS DURANTE O ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE FINURA DA METACAULINITA. ....	63

FIGURA 18 - ENSAIO PARA A DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE FINURA DO CIMENTO .....	65
FIGURA 19 - FOTOS RETIRADAS DURANTE O ENSAIO PARA A DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA E ABSORÇÃO DE ÁGUA DA AREIA UTILIZADA NO CONCRETO. (A) PESO DO FRASCO, ANTES DE ACRESCENTAR 500G DE AREIA. (B) FRASCO PREENCHIDO COM A AREIA E A ÁGUA, COLOCADO EM BANHO DE ÁGUA À TEMPERATURA CONSTANTE, POR 1 HORA. (C) PESO DO CONJUNTO APÓS 1 HORA DE BANHO EM ÁGUA, DEPOIS DE COMPLETADO A ÁGUA NA MARCA DE 500ML (DETERMINANDO MD).....	66
FIGURA 20 – ETAPAS DURANTE O ENSAIO DA DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE E DA ABSORÇÃO DE ÁGUA DA AREIA UTILIZADA NO COMPÓSITO. (A) FASE DE SECAGEM DA AREOLA ATÉ ATINGIR A CONDIÇÃO SATURADA SUPERFÍCIE SECA (B) PESAGEM APÓS UMA HORA DE BANHO EM ÁGUA. ....	66
FIGURA 21 – CURVA GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO MIÚDO (AREIA LAVADA) .....	69
FIGURA 22 - CURVA GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO MIÚDO (AREOLA PENEIRADA).....	70
FIGURA 23 – CURVA GRANULOMÉTRICA DA BRITA .....	71
FIGURA 24 - SUPERPLASTIFICANTE UTILIZADO NOS ENSAIOS.....	72
FIGURA 25 – FOTO RETIRADA DURANTE O ENSAIO DO PONTO DE SATURAÇÃO DO SUPERPLASTIFICANTE. ....	74
FIGURA 26 - TEMPO DE ESCOAMENTO X TEOR DE SP EM FUNÇÃO DA MASSA DE MATERIAL CIMENTÍCIO. ....	75
FIGURA 27 – (A) MISTURA DOS COMPONENTES SÓLIDOS NA ARGAMASSADEIRA. (B) ASPECTO DA MISTURA ANTES DA ADIÇÃO DE MAIS ÁGUA. (C) ASPECTO DA MISTURA APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA. ....	77
FIGURA 28 – (A) ASPECTO DA MISTURA M04 ANTES DA ADIÇÃO DE FIBRA. (B) ASPECTO DA MISTURA M04 COM A ADIÇÃO DE 2% DE FIBRA DE PVA (12MM).....	78
FIGURA 29 - (A) ASPECTO DA MISTURA M03 SEM A ADIÇÃO DE FIBRA. (B) ASPECTO DA MISTURA M03 COM A ADIÇÃO DE 2% DE FIBRA DE PVA (12MM).....	78
FIGURA 30 – (A) ASPECTO DA MISTURA M02 SEM A ADIÇÃO DE FIBRA (B) ASPECTO DA MISTURA M02 COM A ADIÇÃO DE 2% DE FIBRA DE PVA (12 MM).....	79
FIGURA 31 - ASPECTO DA MISTURA M01 COM A ADIÇÃO DE 2% DE FIBRA DE PVA (12MM). 79	
FIGURA 32 – MISTURA M03.1 COM A ADIÇÃO DE 2% DE FIBRA DE PVA (12MM).....	80
FIGURA 33 – (A) MISTURA M3.2 COM A ADIÇÃO 2% EM VOLUME DE FIBRA PVA -12MM. (B) MISTURA M3.2-S COM A ADIÇÃO DE 2% EM VOLUME DE FIBRA PVA – 12 MM. (C) MISTURA M3.2-F COM A ADIÇÃO DE 2% EM VOLUME DE FIBRA PVA – 8 MM.....	81

FIGURA 34 - FORMAS UTILIZADAS NO PREPARO DOS CORPOS DE PROVA DO SHCC COM FIBRA FIBRAS CURTAS DE PVA.....	82
FIGURA 35 – BETONEIRA UTILIZADA PARA A CONCRETAGEM. ....	83
FIGURA 36 – IMAGENS DA PREPARAÇÃO DO CONJUNTO REPARADO. ....	85
FIGURA 37 – CORPOS DE PROVA CAPEADOS. ....	86
FIGURA 38 - ETAPAS DO ENSAIO DE CONSISTÊNCIA.....	87
FIGURA 39 - ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DO COMPÓSITO NO ESTADO FRESCO (MISTURA M03).....	87
FIGURA 40 – (A) TESTE DE ABATIMENTO DO CONCRETO OU SLUMP TESTE DO CONCRETO C1 (B) DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA NO ESTADO FRESCO DO CONCRETO DO CONCRETO C1.....	88
FIGURA 41 – (A) TESTE DE ABATIMENTO DO CONCRETO OU SLUMP TESTE DO CONCRETO C2 (B) DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA NO ESTADO FRESCO DO CONCRETO DO CONCRETO C2.....	88
FIGURA 42 – DISTÂNCIAS UTILIZADAS NO ENSAIO DE FLEXÃO .....	91
FIGURA 43 - MÁQUINA DE ENSAIO INSTRON REALIZANDO ENSAIO DE FLEXÃO.....	91
FIGURA 44 - ENSAIO DE FLEXÃO COM O CORPO DE PROVA ROMPIDO.....	92
FIGURA 45 - REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO DO COMPÓSITO NA MÁQUINA DE ENSAIO INSTRON.....	93
FIGURA 46 – CORPO DE PROVA DA MISTURA M3.2-F SENDO ROMPIDO NA MÁQUINA DE ENSAIO DA EMPRESA FORNEY. ....	94
FIGURA 47 – REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE TRAÇÃO NO COMPÓSITO M03F.....	95
FIGURA 48 - ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL DOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO. ....	96
FIGURA 49 – FOTO DA PRENSA UTILIZADA NO LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL DA UERJ.....	96
FIGURA 50 – FOTOS DAS DUAS PRENSAS (PRENSAS 05 E 01, RESPECTIVAMENTE, DA ESQUERDA PARA DIREITA) UTILIZADAS NO LABORATÓRIO TECNOCON. ....	97
FIGURA 51 – GRÁFICO DAS CURVAS TENSÃO EQUIVALENTE VS. DEFLEXÃO DAS MISTURAS M01-M04 (A) AOS 7 E (B) 28 DIAS.....	101
FIGURA 52 - GRÁFICOS DO ENSAIO DE FLEXÃO DAS MISTURAS M03, M3.1 E M3.2 (A) AOS 7 DIAS (B) AOS 28 DIAS.....	102
FIGURA 53 - GRÁFICOS DO ENSAIO DE FLEXÃO DAS MISTURAS M3,2, M3.2-F E M3.2-S (A) AOS 7 DIAS (B) AOS 28 DIAS. ....	102

FIGURA 54 - PATAMAR DE FISSURAÇÃO DAS AMOSTRAS UTILIZADAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO AOS 7 E 28 DIAS.....	106
FIGURA 55 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DAS MISTURAS M01- M04 (A) AOS 7 E (B) 28 DIAS. ....	107
FIGURA 56 – CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DAS MISTURAS M03, M3.1 E M3.2 (A) AOS 7 E (B) 28 DIAS.....	107
FIGURA 57 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DAS MISTURAS M3.2 E M3.2-S (A) AOS 7 E (B) 28 DIAS. ....	108
FIGURA 58 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DAS MISTURAS M3.2 E M3.2-F (A) AOS 7 E (B) 28 DIAS. ....	108
FIGURA 59 – CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA MISTURA M3.2-F. ....	112
FIGURA 60 – CORPOS DE PROVA ROMPIDOS APÓS O ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA.....	113
FIGURA 61 – CURVA MÉDIA DOS CONCRETOS C1 E C2 AOS 28 DIAS E AOS 56 (28 +28) DIAS. ....	115
FIGURA 62 – GRÁFICO DO FATOR DE EFICIÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CORPOS DE PROVA REPARADOS COM UMA CAMADA DE SHCC COM 2,2 CM DE ESPESSURA.....	119
FIGURA 63 – C1-SD ROMPIDOS, CAMADA DE 2,2 CM, AOS 7 DIAS. ....	121
FIGURA 64 – C1-SD ROMPIDOS, CAMADA DE 2,2 CM, AOS 28 DIAS. ....	121
FIGURA 65 – C1-D50 ROMPIDOS, CAMADA DE 2,2 CM, AOS 7 DIAS.....	121
FIGURA 66 - C1-D50 ROMPIDOS, CAMADA DE 2,2 CM, AOS 28 DIAS.....	122
FIGURA 67 – C1-D50 ROMPIDOS, CAMADA DE 1,7 CM, AOS 28 DIAS.....	122
FIGURA 68 – C1-D80 ROMPIDOS, CAMADA DE 2,2 CM, AOS 7 DIAS.....	122
FIGURA 69 – C1-D80 ROMPIDOS, CAMADA DE 2,2 CM, AOS 28 DIAS.....	123
FIGURA 70 – C2-D80 ROMPIDOS, CAMADA DE 2,2 CM, AOS 28 DIAS.....	123
FIGURA 71 – C2-D80-AP ROMPIDOS, CAMADA DE 2,2 CM, AOS 28 DIAS.....	123
FIGURA 72 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M01 AOS 7 DIAS. ....	137
FIGURA 73 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M01 AOS 28 DIAS. ....	137
FIGURA 74 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M02 AOS 7 DIAS. ....	138
FIGURA 75 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M02 AOS 28 DIAS. ....	138

FIGURA 76 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M03 AOS 7 DIAS. ....	139
FIGURA 77 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M03 AOS 28 DIAS. ....	139
FIGURA 78 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M04 AOS 7 DIAS. ....	140
FIGURA 79 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M04 AOS 28 DIAS. ....	140
FIGURA 80 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M3.1 AOS 7 DIAS. ....	141
FIGURA 81 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M3.1 AOS 28 DIAS. ....	141
FIGURA 82 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M3.2 AOS 7 DIAS. ....	142
FIGURA 83 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M3.2 AOS 28 DIAS. ....	142
FIGURA 84 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M3.2-F AOS 7 DIAS. ....	143
FIGURA 85 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M3.2-F AOS 28 DIAS. ....	143
FIGURA 86 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M3.2-S AOS 7 DIAS. ....	144
FIGURA 87 - CURVAS TENSÃO VS. DEFLEXÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE FLEXÃO, DA MISTURA M3.2-S AOS 28 DIAS. ....	144
FIGURA 88 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M01 AOS 7 DIAS. ....	145
FIGURA 89 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M01 AOS 28 DIAS. ....	145
FIGURA 90 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M02 AOS 7 DIAS. ....	146
FIGURA 91 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M02 AOS 28 DIAS. ....	146
FIGURA 92 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M03 AOS 7 DIAS. ....	147

FIGURA 93 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M03 AOS 28 DIAS. ....	147
FIGURA 94 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M04 AOS 7 DIAS. ....	148
FIGURA 95 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M04 AOS 28 DIAS. ....	148
FIGURA 96 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M3.1 AOS 7 DIAS. ....	149
FIGURA 97 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M3.1 AOS 28 DIAS. ....	149
FIGURA 98 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M3.2 AOS 7 DIAS. ....	150
FIGURA 99 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M3.2 AOS 28 DIAS. ....	150
FIGURA 100 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M3.2-F AOS 7 DIAS. ....	151
FIGURA 101 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M3.2-F AOS 28 DIAS. ....	151
FIGURA 102 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M3.2-S AOS 7 DIAS. ....	152
FIGURA 103 - CURVAS TENSÃO VS DEFORMAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA, OBTIDAS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO, DA MISTURA M3.2-S AOS 28 DIAS. ....	152
FIGURA 104 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO REALIZADO PARA A DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE ATIVIDADE POZOLÂNICA DA METACAULINITA. ....	153
FIGURA 105 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M01 ROMPIDA AOS 7 DIAS. ..	153
FIGURA 106 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M01 ROMPIDA AOS 28 DIAS. .	154
FIGURA 107 - APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M02 ROMPIDA AOS 7 DIAS. ...	154
FIGURA 108 - APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M02 ROMPIDA AOS 28 DIAS. .	154
FIGURA 109 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M03 ROMPIDA AOS 7 DIAS. ..	155
FIGURA 110 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M03 ROMPIDA AOS 28 DIAS. .	155
FIGURA 111 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M04 ROMPIDA AOS 7 DIAS. ..	155
FIGURA 112 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M04 ROMPIDA AOS 28 DIAS. .	156
FIGURA 113 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M3.1 ROMPIDA AOS 7 DIAS. .	156
FIGURA 114 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M3.1 ROMPIDA AOS 28 DIAS. .	156

FIGURA 115 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M3.2 ROMPIDA AOS 7 DIAS. .	157
FIGURA 116 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M3.2 ROMPIDA AOS 28 DIAS.	157
FIGURA 117 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M3.2-S ROMPIDA AOS 7 DIAS. .....	157
FIGURA 118 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M3.2-S ROMPIDA AOS 28 DIAS. .....	158
FIGURA 119 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M3.2-F ROMPIDA AOS 7 DIAS. .....	158
FIGURA 120 – APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO - MISTURA M3.2-F ROMPIDA AOS 28 DIAS. .....	158
FIGURA 121 – AMOSTRAS DA CONCRETAGEM C1 ROMPIDOS APÓS 28 DIAS DE CURA PARA A SUA CARACTERIZAÇÃO. ....	159
FIGURA 122 – AMOSTRAS DA CONCRETAGEM C1 ROMPIDOS APÓS 28+7 DIAS DE CURA...	159
FIGURA 123 - AMOSTRAS DA CONCRETAGEM C1 ROMPIDOS APÓS 28+28 DIAS DE CURA..	159
FIGURA 124 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 7 DIAS DO CP05 REPARADOS SEM DANO (C1-SD), CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO.....	160
FIGURA 125 - PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 7 DIAS DO CP01 REPARADO SEM DANO (C1-SD), CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO. ....	160
FIGURA 126 - PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 7 DIAS DO CP04 REPARADO SEM DANO (C1-SD), CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO. ....	161
FIGURA 127 - PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 7 DIAS DO CP04 REPARADO, COM DANO 50% (C1-D50), CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO. ....	161
FIGURA 128 - PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 7 DIAS DO CP05 REPARADO, COM DANO 50% (C1-D50) CAMADA DE 2,20 CM DO REPARO. ....	162
FIGURA 129 - PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 28 DIAS DO CP07 REPARADO, COM DANO 50% (C1-D50) CAMADA DE 2,20 CM DO REPARO. ....	162
FIGURA 130 - PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 28 DIAS DO CP08 REPARADO, COM DANO 50% (C1-D50) CAMADA DE 2,20 CM DO REPARO. ....	163
FIGURA 131 - PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 28 DIAS DO CP01 REPARADO, COM DANO 50% (C1-D50) CAMADA DE 1,70 CM DO REPARO. ....	163
FIGURA 132 - PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 28 DIAS DO CP01 REPARADO, COM DANO 80% (C1-D80) CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO. ....	164
FIGURA 133 – AMOSTRAS DA CONCRETAGEM C2 ROMPIDOS APÓS 28 DIAS DE CURA.....	164
FIGURA 134 - AMOSTRAS DA CONCRETAGEM C2 ROMPIDOS APÓS 28+28 DIAS DE CURA..	165



FIGURA 135 - FOTO RETIRADA COM O CP01 PREPARADO PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 28 DIAS (CP-D80). .....	165
FIGURA 136 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 28 DIAS DO CP01 REPARADO COM DANO 80% (C2-D80) CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO. ....	166
FIGURA 137 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 28 DIAS DO CP02 REPARADO COM DANO 80% (C2-D80) CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO. ....	166
FIGURA 138 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 28 DIAS DO CP03 REPARADO COM DANO 80% (C2-D80) CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO. ....	167
FIGURA 139 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO APÓS O ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 28 DIAS DO CP04 REPARADO COM DANO 80% (C2-D80) CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO. ....	167
FIGURA 140 - FOTO RETIRADA COM O CP04 PREPARADO PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO AOS 28 DIAS (C2-D80-AP). .....	168
FIGURA 141 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO DO CP01 REPARADO COM DANO 80% (C2-D80-AP) CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO, ROMPIDOS APÓS OS 28 DIAS DE CURA. ....	168
FIGURA 142 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO DO CP02 REPARADO COM DANO 80% (C2-D80-AP) CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO, ROMPIDOS APÓS OS 28 DIAS DE CURA. ....	169
FIGURA 143 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO DO CP03 REPARADO COM DANO 80% (C2-D80-AP) CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO, ROMPIDOS APÓS OS 28 DIAS DE CURA. ....	169
FIGURA 144 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO DO CP04 REPARADO COM DANO 80% (C2-D80-AP) CAMADA DE 2,2 CM DO REPARO, ROMPIDOS APÓS OS 28 DIAS DE CURA. ....	170

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DAS FIBRAS. FONTE: GASSAN ET AL., 1999 E TINOCO,2020.....	37
TABELA 2 – RESUMO DE PESQUISAS SOBRE O CONFINAMENTO DE PILARES UTILIZANDO O SHCC.....	51
TABELA 3 – PROPRIEDADES QUÍMICAS DA METACAULINITA.....	60
TABELA 4 – VALOR OBTIDO NO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DA METACAULINITA. ....	61
TABELA 5 - DADOS UTILIZADOS PARA O CÁLCULO DO ÍNDICE DE DESEMPENHO DA METACAULINITA COM O CIMENTO PORTLAND.....	63
TABELA 6 – PROPRIEDADES QUÍMICAS DO CIMENTO PORTLAND.....	64
TABELA 7 – VALORES OBTIDOS NO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DO CIMENTO PORTLAND.....	65
TABELA 8 – DADOS DA CARACTERIZAÇÃO DA AREIA UTILIZADA NO COMPÓSITO E AREIA UTILIZADA NO CONCRETO.....	67
TABELA 9 - DADOS DA CARACTERIZAÇÃO DA BRITA. ....	70
TABELA 10 - PROPRIEDADES DA FIBRA DE PVA.....	72
TABELA 11 – DADOS TÉCNICOS DO SUPERPLASTIFICANTE. ....	73
TABELA 12 – RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO TEOR DE ÁGUA DO SUPERPLASTIFICANTE GLENIUM 51 BASF.....	73
TABELA 13 - RESULTADOS OBTIDOS PELO ENSAIO DO PONTO DE SATURAÇÃO DO SUPERPLASTIFICANTE GLENIUM 51 BASF.....	74
TABELA 14 - TRAÇOS DAS MISTURAS E QUANTIDADE DE CADA MATERIAL EM KG/M <sup>3</sup> . ....	76
TABELA 15 - TRAÇO EM KG/M <sup>3</sup> DO CONCRETO PARA REALIZAR OS CORPOS DE PROVA .....	83
TABELA 16 – PROGRAMA EXPERIMENTAL DO CONJUNTO REPARADO.....	85
TABELA 17 – PROPRIEDADES NO ESTADO FRESCO DAS MISTURAS DE SHCC.....	98
TABELA 18 - VALORES DAS PROPRIEDADES NO ESTADO ENDURECIDO DAS MISTURAS DOS COMPÓSITOS (DESVIO PADRÃO ENTRE PARÊNTESES). ....	100
TABELA 19 - RESULTADOS DO ENSAIO DE FLEXÃO, COM O DESVIO PADRÃO ENTRE PARÊNTESES. ....	103
TABELA 20 - RESULTADOS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO COM O DESVIO PADRÃO ENTRE PARÊNTESES .....	108

TABELA 21 – RESULTADOS DO ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA. ....	113
TABELA 22 – PROPRIEDADES FÍSICAS OBTIDAS DO CONCRETO.....	114
TABELA 23 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO. ....	115
TABELA 24 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E FATOR DE EFICIÊNCIA DA RESISTÊNCIA DOS DIFERENTES COMPOSTOS (CONCRETO + REPARO). ....	117
TABELA 25 – MÓDULO DE ELASTICIDADE E FATOR DE EFICIÊNCIA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS DIFERENTES COMPOSTOS (CONCRETO + REPARO).....	117

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>21</b>
<b>OBJETIVO GERAL.....</b>	<b>24</b>
<b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....</b>	<b>24</b>
<b>ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....</b>	<b>24</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>26</b>
<b>1.1 APRESENTAÇÃO GERAL.....</b>	<b>26</b>
<b>1.2 COMPÓSITO CIMENTÍCIOS DE ALTO DESEMPENHO DO TIPO SHCC .....</b>	<b>28</b>
<u>1.2.1 Fibras.....</u>	<u>34</u>
<u>1.2.2 Adições minerais utilizadas nas matrizes de compósitos cimentícios reforçados com fibras ..</u>	<u>39</u>
1.2.2.1 Metacaulinita.....	41
<b>1.3 FATORES QUE AFETAM NA CAPACIDADE AXIAL DO REFORÇO ESTRUTURAL ....</b>	<b>46</b>
1.3.1 Número de camadas ou espessura do reforço.....	46
<u>1.1.1 Tipo de fibras.....</u>	<u>47</u>
<u>1.1.2 Configuração da fibra.....</u>	<u>49</u>
1.1.3 Tipo de matriz utilizada no compósito de reforço.....	49
<u>1.1.4 Resistência do concreto.....</u>	<u>50</u>
<u>1.1.5 Tamanho da seção e forma.....</u>	<u>50</u>
<u>1.1.6 Raio de curvatura.....</u>	<u>51</u>
<b>1.4 PESQUISAS ANTERIORES .....</b>	<b>51</b>
<b>2 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL .....</b>	<b>58</b>
<b>2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....</b>	<b>58</b>
<u>2.1.1 Metacaulinita.....</u>	<u>58</u>
2.1.1.1 Composição química da metacaulinita .....	59
2.1.1.2 Determinação da massa específica da metacaulinita.....	60
2.1.1.3 Determinação do índice de finura da metacaulinita .....	61
2.1.1.4 Índice de desempenho da metacaulinita .....	63
<u>2.1.2 Cimento Portland .....</u>	<u>64</u>
2.1.2.1 Composição química do cimento.....	64
2.1.2.2 Determinação da massa específica do cimento .....	64
2.1.2.3 Determinação do índice de finura do Cimento Portland .....	65
<u>2.1.3 Agregado miúdo.....</u>	<u>65</u>

2.1.3.1	Determinação da massa específica, absorção da água e teor de umidade das areias .....	66
2.1.3.2	Determinação da massa unitária da areia .....	68
2.1.3.3	Granulometria da areia utilizada no concreto .....	68
2.1.3.4	Granulometria da areia utilizada no compósito .....	69
2.1.4	<u>Agregado graúdo</u> .....	70
2.1.4.1	Densidade e absorção de água da brita .....	70
2.1.4.2	Determinação da massa unitária .....	71
2.1.5	<u>Granulometria da brita</u> .....	71
2.1.6	<u>Fibra de PVA</u> .....	71
2.1.7	<u>Superplastificante</u> .....	72
2.1.8	<u>Aditivo polimérico para melhorar a aderência do reforço</u> .....	75
<b>2.2</b>	<b>PRODUÇÃO DAS MISTURAS E CONJUNTO REPARADO</b> .....	<b>75</b>
2.2.1	<u>Compósitos</u> .....	75
2.2.1.1	Produção das misturas .....	76
2.2.1.2	Moldagem e cura .....	81
2.2.2	<u>Concreto</u> .....	82
2.2.3	<u>Conjunto Reparado</u> .....	84
<b>2.3</b>	<b>PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS</b> .....	<b>86</b>
2.3.1	<u>Propriedades no estado fresco</u> .....	86
2.3.1.1	Compósito .....	86
2.3.1.2	Concreto .....	87
2.3.2	<u>Propriedades Físicas</u> .....	89
2.3.2.1	Compósito e Concreto .....	89
2.3.3	<u>Propriedades Mecânicas</u> .....	90
2.3.3.1	Flexão no compósito .....	90
2.3.3.2	Compressão axial no compósito .....	92
2.3.3.3	Ensaio de tração direta no compósito .....	94
2.3.3.4	Tração por compressão diametral do concreto .....	95
2.3.3.5	Compressão axial do concreto e do conjunto reparado (concreto-compósito) .....	96
<b>3</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	<b>98</b>
<b>3.1</b>	<b>PROPRIEDADES DOS COMPÓSITOS</b> .....	<b>98</b>
3.1.1	<u>Propriedades físicas no estado fresco</u> .....	98
3.1.2	<u>Propriedades físicas no estado endurecido</u> .....	99

3.1.3	<i>Propriedades mecânicas</i> .....	101
3.1.3.1	Flexão .....	101
3.1.3.2	Compressão axial .....	107
3.1.3.3	Tração direta.....	112
<b>3.2</b>	<b>PROPRIEDADES DO CONCRETO</b> .....	<b>114</b>
3.2.1	<i>Propriedades físicas</i> .....	114
3.2.2	<i>Propriedades mecânicas</i> .....	114
<b>3.3</b>	<b>PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONJUNTO REFORÇADO</b> .....	<b>115</b>
3.3.1	<i>Compressão axial</i> .....	115
<b>4</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>124</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>127</b>
	<b>ANEXO I – GRÁFICOS</b> .....	<b>137</b>
	<b>ANEXO II - FOTOS</b> .....	<b>153</b>

## INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais de construção mais amplamente utilizados na humanidade, com um consumo anual de cerca de 25 bilhões de toneladas. Contudo, é crescente a preocupação com a durabilidade das estruturas de concreto e com o impacto ambiental provocado pela indústria do cimento, tendo em vista que a sua emissão de gases poluentes é uma das maiores contribuidoras do aquecimento global e mudanças climáticas (DEVI, et al., 2017).

Logo, um dos maiores desafios da indústria da construção civil é construir estruturas de concreto que gerem menor impacto ambiental e sejam mais duráveis. Neste intuito, o SHCC é um compósito cimentício de alto desempenho que tem como principal característica a sua elevada ductilidade e capacidade de formar múltiplas microfissuras, antes da ruptura, o que proporciona uma elevada durabilidade principalmente em ambientes agressivos. A aplicação do compósito cimentícios de alto desempenho do tipo SHCC como reparo estrutural é uma técnica de grande potencial e ainda muito pouco explorada, não apresentando ainda uma regularização e normalização, a qual permite melhorar o desempenho das estruturas de concreto, ampliando sua capacidade portante e tornando-a mais durável.

De acordo com Kunieda e Rokugo (2006), várias aplicações reais do SHCC já estão sendo realizadas no Japão, incluindo trechos experimentais de tabuleiros de pontes, reparos em barragens (Figura 1), canais de irrigação e muros de contenção (Figura 2), além de vigas de ligação que atuam como um sistema de amortecimento estrutural para edifícios em caso de sismos. Nos Estados Unidos o SHCC foi utilizado no reparo do tabuleiro de uma ponte em Michigan, como é mostrado na Figura 3 (MAGALHÃES, 2010).



Figura 1 – Recuperação da barragem Mitaka, Japão (KOJIMA et al, 2004).

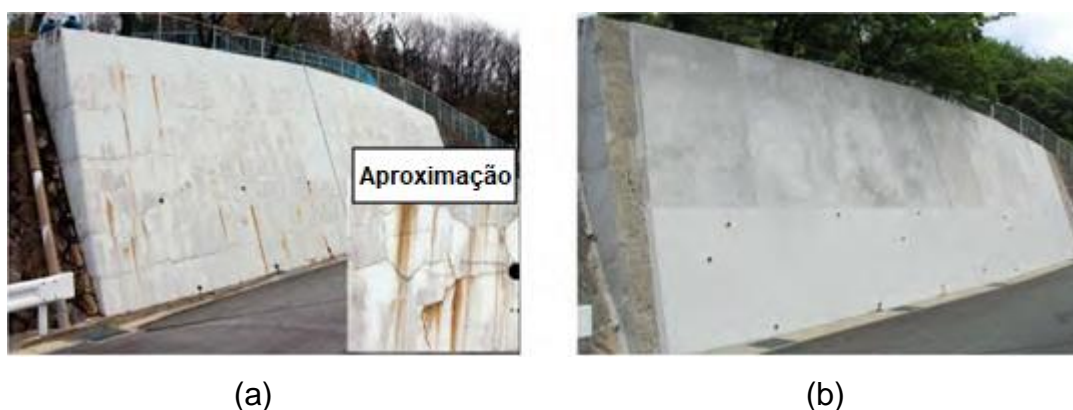


Figura 2 - Muro de Contenção localizado na região de Gifu, Japão: (a) fissurado e (b) reparado com camada de SHCC (ROKUGO et al., 2005)



Figura 3 - Reparo do tabuleiro de uma ponte em Michigan, Estados Unidos, utilizando ECC (LI, 2004).

A grande capacidade de deformação deste material acompanhada de finas e densas fissuras faz com que ele possa trabalhar mesmo no estado multi-fissurado, se mostrando muito eficiente para serem utilizados em casos de reforços e reparos estruturais, além de apresentar potencial para reduzir os problemas de deterioração em estruturas de concreto.



No entanto, para a produção do SHCC é necessário alto teor de cimento, devido à não utilização de agregado graúdo em sua composição. Normalmente, é utilizada neste compósito a cinza volante em substituição parcial do cimento.

Como uma alternativa a cinza volante, neste trabalho foram desenvolvidas várias misturas de SHCC com alto teor de metacaulinita, com o objetivo de desenvolver um material de última geração para reparo de estruturas de concreto, visto que a metacaulinita é uma adição mineral pouco utilizada na fabricação do SHCC, apesar de ser um material com alta atividade pozolânica e abundante no Brasil.

Além disso, a metacaulinita traz diversos benefícios aos concretos como aumento em até 40% da resistência a compressão em todas as idades (SANTANA et al., 2022) e é capaz de refinar a estrutura de poros do concreto aumentando a resistência ao congelamento e descongelamento, ataques por cloreto, sulfatos e reações álcali-agregado (FIGUEIREDO et al., 2014; POON et al., 2001; SABIR et al., 2001).

## **Objetivo geral**

Esse trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de um compósito cimentício reforçado com fibras de PVA e fabricado com metacaulinita, quando utilizado no encamisamento de concretos.

## **Objetivos específicos**

- Verificar a influência do teor de metacaulinita nas propriedades físicas e mecânicas dos compósitos cimentícios reforçados com fibras;
- Verificar a influência do teor de água nas propriedades físicas e mecânicas dos compósitos cimentícios reforçados com fibras;
- Verificar a influência do teor de areia nas propriedades físicas e mecânicas dos compósitos cimentícios reforçados com fibras;
- Verificar a influência do tamanho da fibra de PVA nas propriedades físicas e mecânicas dos compósitos cimentícios reforçados com fibras;
- Estudar o confinamento de concretos com uma camada do SHCC;
- Verificar a influência da idade de cura na eficiência do reparo;
- Verificar a influência da resistência do núcleo de concreto na eficiência do reparo;
- Verificar a influência da espessura da camada de reparo na eficiência do conjunto e;
- Verificar a influência do nível de dano na eficiência do reparo;

## **Estrutura da dissertação**

O presente trabalho está dividido em 4 capítulos. No início é feita uma breve introdução sobre o tema estudado, são apresentados os objetivos e a estrutura do trabalho desenvolvido.

No primeiro capítulo é feita uma revisão bibliográfica, apresentando uma revisão geral e conceitos fundamentais sobre compósitos cimentícios do tipo SHCC. Foi realizada uma revisão sobre as adições minerais no geral e sobre a metacaulinita, assim como, as fibras que podem ser utilizadas para a fabricação desse compósito.

Por fim, foi tratado sobre os fatores que influenciam na capacidade do reparo estrutural como a espessura do reparo e o tipo de fibras e o resumo de pesquisas anteriores que estudaram este tema.

O segundo capítulo abrange todo o planejamento experimental realizado, com a caracterização dos materiais, produção dos compósitos, produção do conjunto reparado e os procedimentos experimentais.

No terceiro capítulo foi realizado a análise de todos os resultados obtidos a partir dos ensaios no laboratório. Sendo apresentado os resultados das propriedades físicas e mecânicas dos compósitos do tipo SHCC fabricados nesta pesquisa, assim como do conjunto reparado. No quarto capítulo são apresentadas as conclusões desta pesquisa.

## 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 1.1 Apresentação Geral

O concreto é um material de grande utilização na construção civil devido a sua adequada resistência a compressão, facilidade de produção, matéria prima abundante, baixo custo e possibilidade de gerar qualquer forma arquitetônica. Apesar dos seus benefícios, a sua maior desvantagem é o seu comportamento frágil, devido à baixa resistência a tração e capacidade de deformação, fazendo com que contribua para a formação de fissuras e a sua degradação ao longo do tempo.

Mesmo com o avanço tecnológico e conhecimento de novos materiais que melhoram as propriedades do concreto, como adições e aditivos, os quais melhoram sua eficiência e durabilidade, ainda é recorrente problemas relacionados com a degradação de estruturas de concreto armado. Souza e Ripper (1998), explicam que o avanço tecnológico na construção civil e crescimento acelerado de obras trouxeram a aceitação de maiores riscos, ainda que dentro de certos limites, fazendo com que muitas estruturas começassem a apresentar falhas estruturais e deterioração precoce, visto isto, começou-se a ser observado a preocupação com a durabilidade das estruturas.

Sabe-se que a estrutura já conta com seu envelhecimento “natural” e aliado a ele, são frequentes as falhas de projeto ou na execução, falta de planejamento, má utilização dos materiais, casos de imperícia, além dos casos em que há mudanças no uso das edificações e nos requisitos e normas. Assim, nos últimos 30 anos, a indústria da construção civil experimentou um rápido desenvolvimento na área de reabilitação de estruturas de concreto pois são diversos os motivos que fazem com que seja necessário a recuperação ou reparo (restauração da capacidade portante) e/ou reforço (ampliação da capacidade portante) das estruturas (SOUZA E RIPPER, 1998; MECHTCHERINE,2013).

Com isso, vários métodos de recuperação e reforço estrutural começaram a ser desenvolvidos como os Compósitos Cimentícios de Alto Desempenho (SHCC, do inglês *Strain Hardening Cementitious Composite*) reforçados com fibras curtas. O SHCC é considerado um novo material no ramo da construção civil e ainda pouco explorado, havendo a necessidade de maiores pesquisas para o seu desenvolvimento e aplicação.

As técnicas de reabilitação estrutural mais convencionais são o uso de perfis metálicos e o encamisamento com concreto armado ou com o concreto de alto desempenho. Porém, nas últimas duas décadas, a utilização do polímero reforçados com fibra (PRF), na forma de laminados ou folhas, ganhou bastante popularidade em relação aos sistemas de reabilitação mais convencionais, pois foi capaz de eliminar problemas de corrosão que existiam em técnicas de colagem de chapas de aço, após longo período de exposição, além de oferecer uma mínima mudança na geometria da seção da estrutura, sendo uma grande vantagem em relação a técnica de encamisamento com concreto (RAOOF et al., 2017; AWANI et al, 2016).

Contudo, Shang et al (2019) cita que apesar de existir muitas vantagens para a utilização do PRF e chapas de aço, elas também têm vários problemas. Como, por exemplo, o PRF ser um material frágil a altas e baixas temperaturas, tendendo a se desprender do substrato de concreto, e as placas de aço, além de suscetíveis a corrosão, os orifícios dos parafusos podem enfraquecer o concreto existente. Dessa maneira, uma das grandes desvantagens do PRF é o seu pouco desempenho em altas e baixas temperaturas além da inaplicabilidade em superfícies molhadas.

Dessa maneira, o desenvolvimento de compósitos cimentícios de alto desempenho reforçado com fibras curtas (SHCC) e o compósito cimentício têxtil (TRM), são técnicas que surgiram como alternativa ao PRF.

Esses dois sistemas de reabilitação estrutural são compósitos cimentícios reforçados com fibras, nos quais o SHCC utiliza fibras curtas dispersas na matriz e o TRM utiliza fibras em forma de tecido, para reforçar a matriz. Muitas pesquisas fazem a comparação entre estes dois sistemas como Mechtcherine (2013), Chen et al. (2021), Al-Gemeel et al. (2018), Al-Gemeel et al. (2019), Li et al. (2019), entre outras.

Contudo, Li et al. (2019), explica que a utilização do compósito cimentício otimizado, o ECC (que é um tipo de SHCC), como sistema de reabilitação estrutural é uma potencial alternativa para resolver o problema da fragilidade da argamassa utilizada no compósito cimentício têxtil (TRM), observando que o ECC pode, também, substituir a argamassa do TRM, tornando o material mais dúctil, e gerando um novo compósito reforçado com tecido nomeado como TR – ECC.

Segundo Al-Gemeel et al. (2009), o ECC é considerado um promissor material no campo da reabilitação das estruturas e também apresenta excelente desempenho em estudos sísmicos. Este novo material, pesquisado nas últimas décadas, tem como

característica principal, o enrijecimento quando submetido a tração uniaxial e se destaca pela sua excelente ductilidade com geração de controladas múltiplas microfissuras, resistência à delaminação, resistência ao cisalhamento e tolerância a danos, que garante uma maior durabilidade da estrutura (SHANG et al., 2019).

De acordo com Shang et al. (2019), muitos autores vêm estudando a aplicabilidade do ECC na reabilitação de estruturas de concreto armado, incluindo vigas, pilares, juntas viga-pilar, lajes danificadas e paredes de alvenaria, podendo combinar o ECC com outros materiais, como fibras têxteis e barras de aço.

O nome ECC (Engineered Cementitious Composites) foi adotado pelos desenvolvedores originais (Li, 1993) para enfatizar a base micromecânica por trás do projeto deste material. Há 18 anos, o comitê técnico do RILEM TC HFP decidiu enfatizar a resposta única de encruamento por tração deste material como uma lei constitutiva para o projeto de engenharia estrutural e deu o nome mais descritivo de compósitos de cimento de endurecimento por deformação – SHCC - a esta classe de materiais (Li, 2009).

## 1.2 Compósito Cimentícios de Alto Desempenho do tipo SHCC

O SHCC é um compósito cimentício de alto desempenho reforçado com fibras curtas o qual se destaca pela sua excelente ductilidade e desempenho mecânico. Possui o comportamento de múltipla fissuração e uma resistência de pós-fissuração na tração uniaxial maior ou igual a resistência de fissuração da matriz, o que caracteriza o comportamento de endurecimento na tração (em inglês, *strain hardening*).

Keskin et al. (2016) reforçam que o SHCC possui deformação dúctil e é caracterizado pelo seu endurecimento na tração (*strain hardening*) e sob cargas de flexão (*deflection hardening*).

É um compósito constituído pela matriz cimentícia e fibras curtas, as quais podem ser uma variedade de fibras, como sintéticas, de aço ou de carbono, contudo, a maioria das pesquisas utilizam fibras de álcool polivinílico (PVA), polipropileno (PP) ou polietileno (PE) de alto módulo de elasticidade. Possuem como ingredientes alto teor de cimento, agregado fino, adição mineral a qual normalmente é a cinza volante, aditivos e uma baixa relação água/ materiais cimentícios.

Ele apresenta deformações de até 5%, ou seja, sua capacidade de deformação é por volta de 500 vezes da capacidade de deformação de um concreto convencional (MAGALHÃES et al., 2013; LI, 2003; LUKOVIĆ et al., 2019). Já Al-Gemeel & Zhuge (2018) reitera que sua capacidade de deformação é na faixa de 3-7%, tendo como característica uma alta capacidade de absorção de energia.

A Figura 4-(A) exibe um exemplo do comportamento típico de SHCC quando submetido a cargas de tração. Nela é observado o padrão de múltipla fissuração e o comportamento *strain hardening* do compósito. A abertura de fissura do SHCC é controlada pelo efeito de ponte oferecido pelas fibras, o qual contribui para a formação de múltiplas microfissuras (MECHTCHERINE et al., 2007; MAGALHÃES et al., 2013).

Para efeitos de comparação, a Figura 4-(B) mostra a curva tensão-deformação de um compósito reforçado com fibra convencional (FRC). Nela é possível observar que o compósito apresenta com comportamento de *strain softening*, ou seja, o comportamento apresenta uma redução da tensão de tração na fase pós-fissuração, à medida que a deformação aumenta. Neste tipo de comportamento, o dano é localizado em uma única fissura.

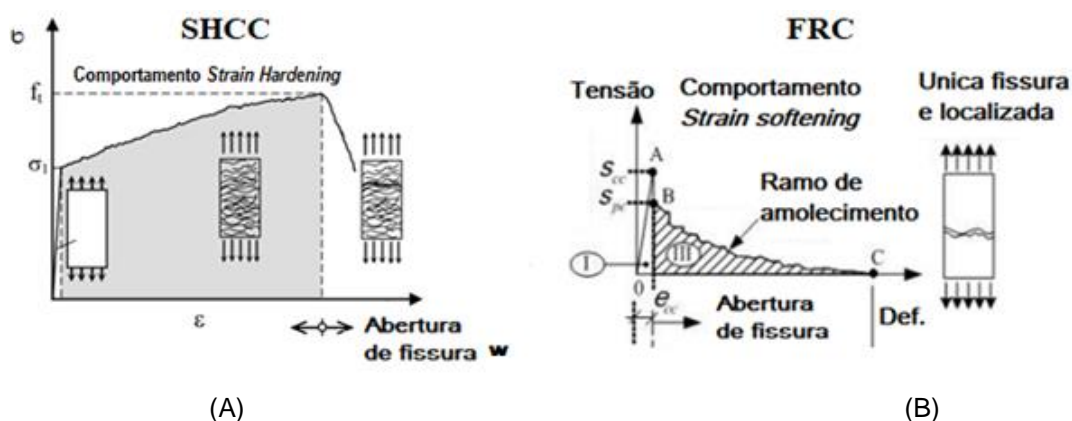


Figura 4 - (A) Comportamento da curva tensão x deformação e padrão de fissura do SHCC submetido a um carregamento monotônico (MECHTCHERINE et al., 2007). (B) curva tensão x deformação de um compósito reforçado com fibra comum e padrão de fissura (NAAMAN, 2007).

A microfissuração do SHCC é importante pois garante a sua alta durabilidade, de acordo com Paul et al (2013), este material apresenta aberturas de fissura abaixo de  $100\mu m$ , o que, conforme ressaltado por Wang et al., 2020, efetivamente diminui a permeabilidade à água e/ou de íons de cloreto. Sua capacidade de controle da

abertura da fissura também resulta em um processo de autocicatrização do compósito (Wu et al., 2012).

Keskin et al. (2016) ao estudar a capacidade de autocicatrização do ECC, explicam que este fenômeno acontece devido a sua capacidade de recuperar as suas propriedades após a fissuração. É resultado da capacidade de múltiplas fissuras autocontroladas que permanecem abaixo de 100 $\mu$ m, não permitindo a abertura de fissura e fazendo com que tenha um comportamento dúctil. Além disso, este material possui grande quantidade de materiais cimentícios suplementares, que possibilitam a presença de materiais cimentícios não-hidratados em sua estrutura, permitindo que futuros materiais cimentícios a ser hidratados preencham as microfissuras. Assim, segundo eles, o ECC possui uma propriedade intrínseca de autocicatrização, se tornando um proeminente material de construção autorreparável.

Segundo Li (2012), o ECC possui uma capacidade de controlar a abertura das fissuras a uma largura média menor que 60  $\mu$ m até a ruptura, como pode ser visto na Figura 5. No entanto, Yang et al. (2007) ressalta que a abertura das fissuras pode ser reduzida para 20  $\mu$ m, se utilizar uma matriz devidamente projetada.

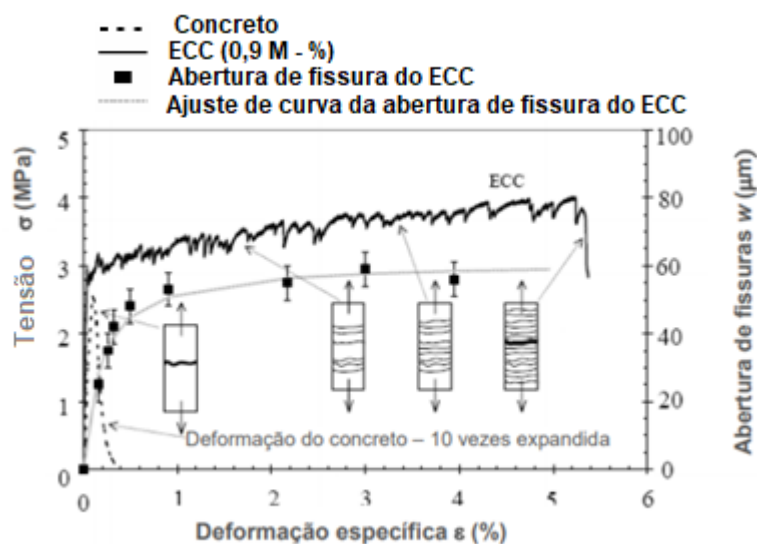


Figura 5 – Curva típica de tensão-deformação do ECC e desenvolvimento da abertura de fissura (LI et al, 2006)



Segundo Magalhães (2010), macroscopicamente o SHCC apresenta resistência a compressão ligeiramente superior a 70MPa e resistência à tração variando entre 2 MPa a 5 MPa.

A Figura 6 mostra uma classificação dos materiais feita por Rokugo et. al (2009) dos compósitos cimentício reforçados com fibra (FRCC). Nesta classificação, pode-se observar que o compósito cimentício otimizado (ECC) é um tipo de compósito cimentício reforçado com fibras com alto desempenho (HPFRCC), os quais fazem parte dos compósitos cimentícios do tipo strain hardening (SHCC).

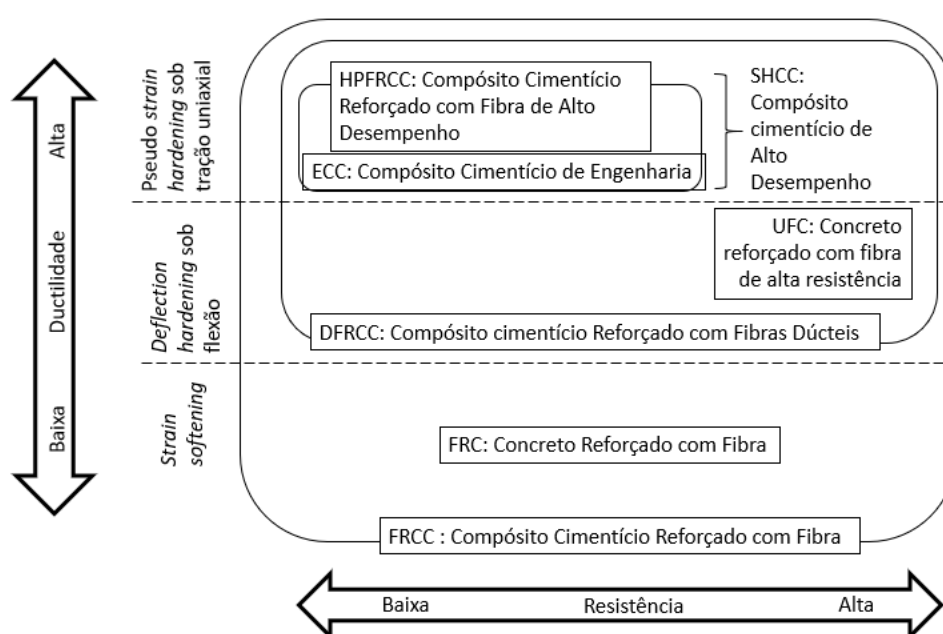


Figura 6 – Classificação dos materiais no Japão (ROKUGO et al., 2009).

Khalil et al. (2017) explicam que o HPFRCC (do inglês *High Performance Fiber-reinforced Cementitious Composites*) é uma classe de compósitos cimentícios reforçados com fibra que apresenta alto desempenho, dentro desta classe está o SHCC, o qual possui alta ductilidade. Um tipo de SHCC é o ECC, que apresenta elevada capacidade de deformação, podendo ser maior que 1% ou 2%. Outros tipos de HPFRCC são o UHFRC (do inglês *Ultra High Performance Fiber-reinforced Concretes*), o qual exibe o comportamento de enrijecimento na tração direta acompanhado a uma elevada resistência que limita a sua capacidade de deformação, e o UHP-SHCC, também com um comportamento *strain hardening*, alta resistência à

compressão e à tração e capacidade de deformação superior ao UHPRC, porém não muito utilizado na construção civil até então.

Assim, é interessante observar que o SHCC está em constante desenvolvimento. A Figura 7 mostra a curva tensão-deformação típica daqueles citados acima em comparação com o SHCC comum.

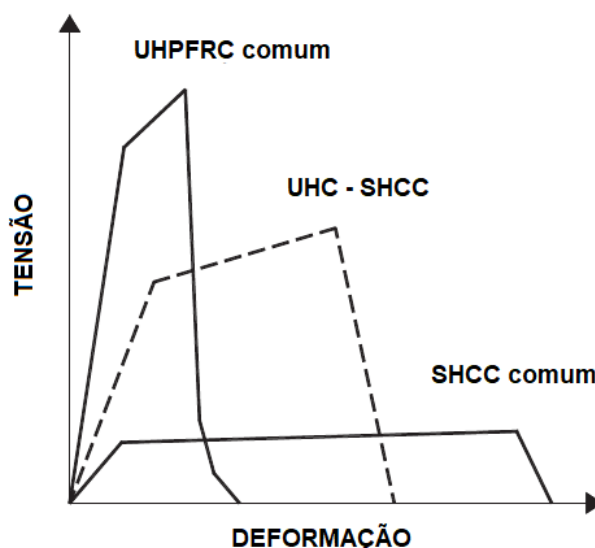


Figura 7 - Curva tensão - deformação dos materiais UHPFRC, UHC - SHCC e SHCC comum (KUNIEDA et al., 2012).

Para o SHCC, Magalhães (2010) explica que a sua dosagem é realizada através dos princípios da micromecânica, a qual foi desenvolvida por Li em 1993 para o ECC, tendo como princípio o balanço entre a energia de fratura da matriz e a aderência fibra-matriz.

O agregado graúdo não é utilizado na mistura padrão do SHCC porque reduz a tendência a múltipla fissuração e as chances de obter o comportamento de endurecimento por deformação (KARIHALOO et al., 1984; PERDIKARIS et al, 1995). Magalhães, 2010, explica que a presença de agregados na matriz cimentícia tende a modificar a tenacidade ao fraturamento do compósito, assim, o tamanho do agregado no compósito tem uma influência significativa nas suas propriedades de fratura. Reiterando que, para o SHCC, a tenacidade a fratura da matriz deve ser limitada para que ocorra a propagação estável das fissuras.

Já para o agregado miúdo, Muller et al. (2018) e Sahmaran et al. (2009) explicam que a limitação do seu tamanho é necessária para obter uma distribuição uniforme

das fibras. Sahmaran et al. (2009) acrescenta que o grão mais grosso da areia reduz a ligação da fibra com a matriz prejudicando a ductilidade do compósito.

Segundo Magalhães et al. (2013), é frequentemente utilizado na composição do SHCC a areia de sílica fina, ela tem um tamanho máximo de grão de  $250\mu m$  e um tamanho médio de  $110\mu m$ .

Sahmaran et al. (2009) utilizaram em sua pesquisa agregados com tamanhos de grãos que variaram entre  $238\mu m$  e  $119\mu m$  e verificaram que o efeito negativo do aumento dos grãos na dispersão das fibras e na resistência da matriz puderam ser compensados com o aumento do teor de cinza volante, obtendo a maior resistência do ECC para a relação de cinza volante/cimento igual a 1,2 e maior ductilidade para a relação cinza volante/cimento de 4,2.

Segundo Li (2003), o SHCC é fabricado com adição máxima de 2% de fibras, em volume, distribuídas randomicamente na matriz. A escolha da fibra depende das suas características mecânicas, propriedades físicas e características da sua superfície, como a rugosidade. Essas características das fibras influenciam no comportamento do material, como é possível observar, na pesquisa de Yu et al. (2018), em que foi utilizado fibras de polietileno de extrema ductilidade e resistência, em comparação com a fibra de PVA do ECC-PVA, obtendo como mostra a Figura 8, dois tipos de ECC mais eficientes.

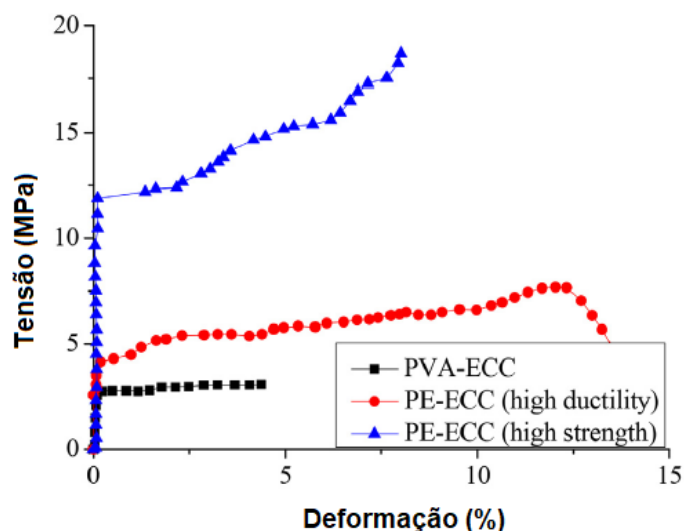


Figura 8 –Comportamento tensão-deformação de diferentes tipos de ECC (YU et al.,2018)

Wang et al. (2020) citam que o ECC convencional possui três problemas: são antieconômicos, devido ao alto teor de cimento e fibras caras de PVA; ambientalmente hostil devido ao alto teor de cimento, e possui baixa trabalhabilidade, devido à incorporação de fibras. Contudo, para combater estas desvantagens são utilizadas como solução a substituição parcial do cimento por elevados teores de adições minerais e o uso de aditivos superplastificantes.

Stein e Silva Filho (2012) reiteram que a redução da trabalhabilidade provocada pelas fibras, limita o uso de volumes maiores de fibra nas misturas. No entanto, com o avanço nos conceitos de concreto autoadensável e a evolução dos aditivos, como superplastificantes de maiores capacidades de dispersão, esta questão foi resolvida, sendo possível o uso de altas quantidades de fibras nas misturas cimentícias, na ordem de 2% em volume total, permitindo a produção do SHCC (STEIN E SILVA FILHO,2012).

### 1.2.1 Fibras

A norma ACI 544.1R divide as fibras em quatro grupo básicos: aço, vidro, sintéticas e naturais. Já Pires (2009) explica que a primeira distinção das fibras é entre as fibras sintéticas e naturais. As fibras sintéticas são aquelas produzidas pelo homem, desenvolvidas e produzidas pelas indústrias petroquímica e têxtil, obtidas a partir de macromoléculas naturais ou polímeros sintéticos (SILVA NETO, 2018). Já as fibras naturais são aquelas retiradas da natureza, são divididas em fibras vegetais, animais e minerais, conforme retratado na Figura 9.

Os principais fatores que afetam as características do concreto reforçado com fibras são o tipo de fibra, geometria, volume, distribuição e sua orientação, assim como as propriedades da matriz (SILVA NETO, 2018). Elas podem ser fibras curtas ou longas, contínuas (alinhadas em direções específicas, na forma de mantas ou tecidos) ou descontínuas (orientadas ou aleatórias).

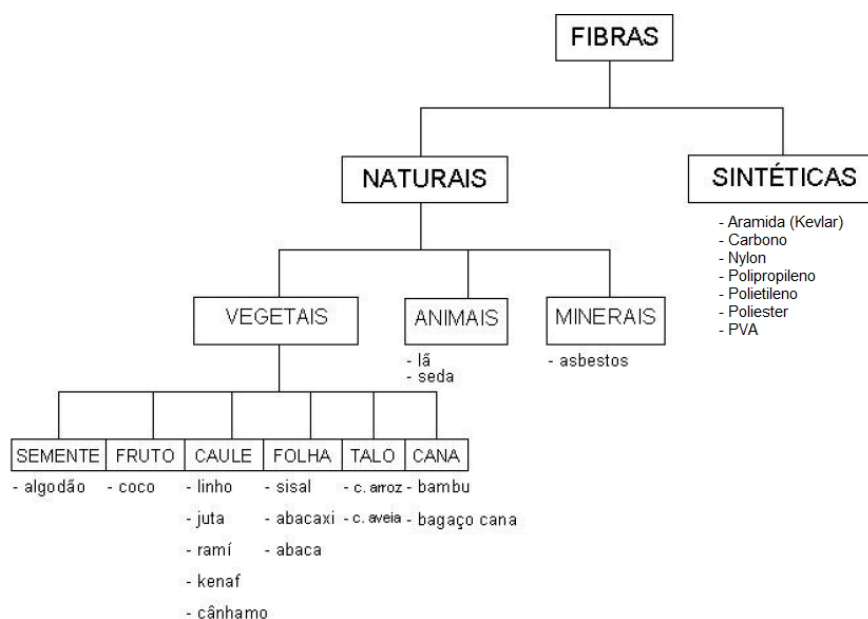


Figura 9 – Classificação das fibras. Adaptado de MOHANTY et al. (2005).

A Figura 10 mostra fibras curtas de vidro, polipropileno, PVA e carbono, utilizadas para fabricação de materiais cimentícios reforçados com fibras curtas, como os compósitos reforçados com fibra. Já a Figura 8 mostra tecidos de aço, carbono, PBO (Poli p-fenileno de Benzobisoxazol) e juta as quais podem ser utilizadas para a fabricação de compósitos têxteis, como o TRM ou TR-ECC.



Figura 10 – Fibras curtas da esquerda para direita: Vidro, Polipropileno, PVA e Carbono. Fonte: Arboleda (2014) e autor.



Figura 11 - Fibras têxteis da esquerda para direita: Aço, Carbono, PBO e Juta. Fonte: Arboleda (2014) e autor.

Carvalho et al. (2013) divide as fibras em 3 principais categorias, as fibras descontínuas unidimensionais (Figura 12-a), fibras aleatoriamente distribuídas (Figura 12-b) e fibras contínuas unidimensionais (Figura 12-c).

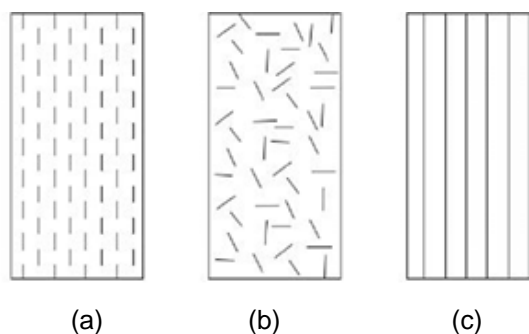


Figura 12 – Distribuição das fibras (Carvalho et al., 2013).

Em relação ao tipo de fibra, Silva e Neto (2018) explicam que as fibras sintéticas podem fornecer um reforço eficaz e relativamente barato para o concreto e são alternativas para as fibras de amianto, aço e vidro. Elas são produzidas a partir de resinas derivadas do petróleo e surgiram após a Segunda Guerra Mundial; no Brasil, começaram a ser produzidas pela indústria têxtil em 1955 (MENDES, 2019; ROMERO et al., 1995). São amplamente utilizadas em compósitos cimentícios reforçados com fibras.

Já o uso das fibras naturais em compósitos cimentícios tem sido motivado em grande parte, pela consciência ambiental, devido aos problemas de eliminação de resíduos e esgotamento dos recursos petroquímicos, assim, o seu uso pode reduzir os resíduos da construção, aumentar a eficiência de energia e promover o conceito de sustentabilidade (DITTENBER et. al., 2012; FIDELIS, 2014), além disso, segundo May-Pat et al. (2013), as fibras naturais têm boas propriedades comparadas com as fibras sintéticas.

A Tabela 1, mostra as propriedades mecânicas de algumas fibras naturais, aço, vidro e sintéticas.

Tabela 1 - Propriedades físicas e mecânicas das fibras. Fonte: GASSAN et al., 1999 e TINOCO,2020.

Fibra		Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	Deformação (%)	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
Naturais	Algodão	1,5 - 1,6	7,0 - 8,0	287 – 597	5,5 - 12,6
	Juta	1,3	1,5 - 1,8	393 -773	26,5
	Linho	1,5	2,7 - 3,2	345 – 1035	27,6
	Cânhamo	-	1,6	690	-
	Rami	-	3,6 - 3,8	400 - 938	61,4 – 128
	Sisal	1,5	2,0 -2,5	511 - 635	9,4 - 22,0
	Coco	1,2	30	175	4,0 - 6,0
	Viscose	-	11,4	593	11
<b>Vidro E</b>		2,5	2,5	2000 – 3500	70
<b>Vidro S</b>		2,5	2,8	4570	86
<b>Aço</b>		7,84	0,5 - 3,5	500 - 2600	210
Sintéticas	Aramida (normal)	1,4	3,3 - 3,7	3000 – 3150	63 - 67
	Carbono (padrão)	1,4	1,4 - 1,8	4000	230 - 240
	PVA	1,3	5,7 - 7	1600	40
	Polietileno de alta densidade	0,97	3-100	2500	80
	PBO	1,56	-	5800	180

Mehta e Monteiro (2008) ressaltam que tanto o tipo de fibra, quanto o teor volumétrico geram efeitos consideráveis nas propriedades dos compósitos reforçados com fibras. A baixa fração volumétrica de fibras (<1%) é utilizada para reduzir a fissuração causada pela retração em estruturas com grandes superfícies expostas, como em lajes de pavimentos. Com uma moderada fração volumétrica (entre 1 e 2%) é possível melhorar propriedades como módulo de ruptura, tenacidade e resistência ao impacto. Já com alta fração volumétrica de fibra (>2%) leva-se ao endurecimento por deformação do compósito, sendo considerado compósito de alto desempenho.

Lima (2019) acrescenta que dependendo das características da fibra e da sua fração volumétrica, o compósito pode apresentar o comportamento *strain softening* ou *strain hardening* na fase pós-fissuração. Assim, o volume crítico de fibra é a fração

volumétrica que define a transição entre estes dois comportamentos, se adicionado um volume de fibra maior que o volume crítico, o comportamento *strain hardening* surgirá no pós-fissuração.

Segundo Silva Neto (2018), as fibras podem ser divididas em dois tipos principais: micro e macrofibras. As microfibras são definidas como fibras curtas com um diâmetro de 100µm ou menos e uma área superficial específica superior a 500cm<sup>2</sup>/g. Já as macrofibras são as fibras maiores em diâmetro e comprimento, com uma área superficial específica de aproximadamente 10 cm<sup>2</sup>/g.

Dias (2018) classificam as macrofibras como aquelas em que o comprimento da fibra excede duas vezes o tamanho máximo do agregado graúdo e o seu diâmetro é muito maior que o diâmetro dos grãos do cimento, e as microfibras são quando o diâmetro da fibra é o mesmo dos grãos de cimento e seu comprimento é menor que o tamanho máximo do agregado.

Elas também podem ser classificadas conforme a sua elasticidade. As fibras de alto módulo de elasticidade, aquelas que possuem módulo de elasticidade superior a matriz cimentícia, são aplicadas para melhorar a resistência do compósito, principalmente à tração. Já as de baixo módulo de elasticidade, as que possuem módulo de elasticidade inferior a matriz cimentícia, melhoram a resistência ao impacto, e permitem o compósito a trabalhar no estágio pós-fissurado (MENDES, 2019; AGOPYAN, 1991).

Na fibra de baixo módulo de elasticidade, quando a matriz fatura e transfere os esforços para a fibra, a fibra apresenta uma tensão mais baixa que a tensão de ruptura da matriz. Assim, a utilização de fibras de baixo módulo de elasticidade pode diminuir a resistência a tração do compósito, principalmente se forem colocadas em grandes frações volumétricas. Por isso, para utilização de reforço estrutural são utilizadas fibras de alto módulo de elasticidade, ou seja, fibras com módulo de elasticidade maior que o da matriz cimentícia, pois elas podem aumentar a resistência do material.

Galvão (2021) explicam que as fibras longas são consideradas mais eficientes que as fibras curtas em relação a rigidez e resistência, devido ao aumento da tenacidade (energia total absorvida pelo corpo de prova rompido à flexão), por outro lado, as fibras longas aumentam a região de interface entre as fases, podendo ocasionar maior teor de vazios, os quais podem prejudicar a interação do compósito.



Em um material compósito, a fibra tem um papel importante de costurar as fissuras na matriz cimentícia, impedindo a propagação das mesmas e também funcionando como ponte de transferência de esforços. Arboleda (2014) cita que a interação fibra-matriz é complexa pois envolve as propriedades das duas, ligação de interface e a orientação da fibra em relação a carga aplicada, devendo ser observado também que quando a matriz começa a fissurar no seu limite de deformação, a fibra pode descolar ou deslizar mitigando as fissuras localizadas, podendo promover comportamentos diferentes como *strain-hardening* ou *strain-softening*.

Assim, para a fibra ter capacidade de reforço nas matrizes cimentícias, é necessário que elas apresentem maior capacidade de deformação na ruptura e maior resistência a tração que a matriz.

#### 1.2.2 Adições minerais utilizadas nas matrizes de compósitos cimentícios reforçados com fibras

Dentro das adições minerais, são observados os materiais pozolânicos, cimentantes e inertes, eles são misturados com o Cimento Portland com a função de substituí-lo deixando a mistura mais sustentável e modificando algumas propriedades do material. De acordo com Zhang et al. (2020) e Wang et al. (2020), 5% da emissão total de gás carbônico produzido pelo homem no mundo vem da produção do cimento. No Brasil, em 2012, a indústria de cimento foi responsável por 29,7% das emissões de gás carbônico ( $CO_2$ ) dos processos industriais (BRASIL, 2014).

Logo, a substituição parcial do cimento por adições minerais tem contribuição ecológicas colaborando para a menor produção do clínquer de cimento, e conseqüentemente, redução dos gases causadores do efeito estufa, além de aproveitarem os resíduos industriais.

Os materiais pozolânicos, muito utilizados para a fabricação de compósitos do tipo SHCC, apesar de não possuírem propriedades cimentantes, eles reagem quimicamente com o hidróxido de cálcio (CH) presente na pasta de cimento e formam silicato de cálcio hidratado (C-S-H), melhorando a resistência mecânica do material cimentício. Ao longo dos anos, muitos estudiosos descobriram que a incorporação de cinza volante e outros materiais cimentícios suplementares pode melhorar drasticamente o desempenho da ligação de interface entre fibra e matriz, favorecer o

preenchimento dos espaços, aumentar a compacidade, ajudar na expansão de mais microfissuras e melhorar a ductilidade e tenacidade do compósito (KAN et al., 2019; YESILMEN et al., 2015; SAHMARAN et al., 2013).

Nota-se que a adição mineral mais utilizada nos estudos com compósitos reforçados com fibra, como SHCC ou o TRM, é a cinza volante. Muitos autores estudaram a produção do ECC com esta adição mineral como Wang et al. (2020), Kan et al. (2019), Magalhães et al. (2013), Zhu et al. (2012), Wang et al. (2007), Yu et al. (2017) e Siad et al. (2018).

Wang et al. (2007) e Yang et al. (2007) explicam que todos os materiais do tipo SHCC necessitam de grande quantidade de cimento, e a utilização da cinza, além de minimizar impactos econômicos e ambientais, contribui para o aumento da durabilidade do compósito através do controle e redução da abertura das fissuras.

Wang et al. (2007) reiteram que a melhoria da tensão de tração com o aumento do teor de cinza volante pode ser atribuída ao fato de que o aumento do teor de cinza reduz a ligação química da interface fibra/matriz e resistência da matriz, porém ao mesmo tempo aumenta a aderência por fricção na interface, aumentando a tensão de ruptura.

Zhu et al. (2012), Yu et al. (2017) e Siad et al. (2018) apontaram que o ECC com grande quantidade de cinza volante apesar de mais sustentável, apresenta uma matriz com baixa resistência, principalmente nas idades precoces e este inconveniente é compensado com a adição de outros materiais suplementares no compósito, como a escória de alto forno e sílica ativa.

Wang et al. (2020) verificaram que a substituição do cimento por resíduos industriais pozzolânicos mais finos, como a cinza volante, sílica e escória de alto forno, de vários tamanhos, não só melhora as propriedades mecânicas do ECC devido o empacotamento das partículas como diminui a emissão do gás carbônico no meio ambiente e dá um destino aos resíduos industriais.

Magalhães et al. (2013) observaram que o uso de grande quantidade de cinza volante com baixa quantidade de areia fina foi a combinação ideal para obter compósitos do tipo *strain hardening* com capacidade de deformação superior a 2%, mostrando também que o aumento do teor de areia e do tamanho das suas partículas tenderam a reduzir a capacidade de deformação do compósito em 30%.

Zhu et al. (2012) desenvolveram em sua pesquisa um ECC ecológico com substituição de 70% de cimento pela combinação de cinza volante e escória de alto forno, a fim de substituir o ECC com alto volume de cinza volante. O ECC ecológico desenvolvido apresentou um comportamento de *strain hardening*, com capacidade de deformação de mais que 2,5%, mesmo aos 90 dias.

Yu et al. (2017) desenvolveram um compósito SHCC mais sustentável, aumentando o teor de cinza volante, (até 80% da massa do material cimentício) para uso em aplicações estruturais. Ele reduziu a relação água/materiais cimentícios e adicionou uma pequena quantidade de sílica ativa. O ECC atingiu a resistência a compressão de 49,4 MPa aos 7 dias e 69,2 MPa aos 28 dias, e uma capacidade de deformação de 3,5%, aos 28 dias.

Siad et al. (2018) estudaram a adição de pó de vidro reciclado em um ECC com alto volume de cinza volante com o objetivo de melhorar as características de resistência do ECC e garantir a maior sustentabilidade do material. Verificaram que a adição de pó de vidro reciclado melhorou significativamente a resistência a compressão e a flexão, a resistência aos íons de cloreto e a resistividade elétrica comparado com o ECC padrão, com base na relação de cinza volante para cimento de 1,2. O efeito positivo do pó de vidro nas propriedades mecânicas do ECC foi atribuído ao efeito de nucleação em idades iniciais e a reação pozolânica em idades avançadas.

#### 1.2.2.1 Metacaulinita

A metacaulinita é uma pozolana produzida a partir da calcinação de argilas caulínicas, ou simplesmente do caulim, a temperaturas entre 500 e 900°C, onde ocorre a perda de moléculas de água e os íons  $OH^-$  de sua estrutura cristalina, formando um produto de sílica amorfo, a metacaulinita (AZERÊDO, 2012). Suas características físicas e químicas são influenciadas principalmente pelas condições de queima, composição mineralógica e finura do material (SABIR et al., 2001).

O caulim é formado por um grupo de silicatos hidratados de alumínio, sendo a caulinita o mineral predominante (NEVES et al, 2018). Segundo Ferreira (2010), os solos caulínicos são divididos por depósitos primários, os quais ocorrem por intempéries em rochas preexistentes, e os secundários de origem sedimentar em

ambientes lacustres, lagunares ou deltaicos. Estes últimos oferecem produtos de melhor qualidade devido à pureza do material.

No Brasil, os depósitos de caulim nos estados do Amazonas, Pará e Amapá são do tipo sedimentar (depósitos secundários); correspondendo a 93% da reserva nacional de caulim. Os demais 7% distribuem-se nas outras regiões do Brasil em depósitos primários (DA SILVA, 2001). Além disso, o Brasil detém da segunda maior reserva mundial de caulim, segundo Silva (2001), apenas 4 países detêm de cerca de 95% da reserva mundial de caulim, que são os Estados Unidos (53%), Brasil (28%), Ucrânia (7%) e Índia (7%).

Logo, além de ter como vantagem a grande disponibilidade no Brasil de sua matéria-prima, a metacaulinita é uma pozolana de extrema finura a qual une o efeito microfiller (aumento da densidade da mistura com o preenchimento dos vazios), com a ação pozolânica (reação com o hidróxido de cálcio presente na pasta de cimento, formando silicatos de cálcio hidratados), conferindo aumento da resistência mecânica e maior refinamento dos poros e, conseqüentemente, maior durabilidade para materiais cimentícios.

A metacaulinita é um material altamente reativo com composição mineralógica sílico-aluminosa que retrata tipicamente os seguintes constituintes e teores: 50%-55% de  $SiO_2$  e 40%-45% de  $Al_2O_3$  (POON et al., 2001; FIGUEIREDO et al., 2014). Figueiredo (2014) explica que por ser um material muito fino, sendo 99% das partículas com tamanho menor que  $16\mu m$  e tamanho médio de aproximadamente  $3\mu m$ , ela possui a capacidade de acelerar a reação pozolânica, ao atuar como pontos de nucleação para a formação do hidróxido de cálcio.

Rebmann (2011) reforça que esta pozolana, por ser uma adição muito fina como também a sílica ativa, gera o efeito do empacotamento da matriz cimentícia, fato que não acontece com as adições mais grossas, como as cinzas volantes, escória de alto forno e fíler calcário, que possuem dimensões próximas do cimento e por isso não gera este efeito. Efeitos adicionais da metacaulinita, assim como da sílica ativa, gera a redução da exsudação interna, segmentação dos poros e homogeneização da pasta por promoverem inúmeros pontos de nucleação para a precipitação dos produtos de hidratação.

Contudo, a elevada finura da metacaulinita leva a redução da trabalhabilidade da pasta de cimento, dificultando a produção do material cimentício. No entanto, Dal

Molin (2005) ressalta que a elevada finura da metacaulinita e a tendência de se aglomerarem, é uma questão que pode ser perfeitamente resolvida com a adição de aditivos plastificantes ou superplastificante, permitindo assim o aproveitamento integral do potencial físico-químico da adição mineral.

Lima et al. (2008) ressaltam que cerca de 20% dos compostos hidratados do cimento é o hidróxido de cálcio (CH), o qual não contribui para a resistência final do produto endurecido. Já com a presença da metacaulinita, ela reage com o hidróxido de cálcio e forma silicatos de cálcio hidratados, o qual melhora a resistência e a durabilidade das pastas, gerando um material com menor quantidade de clínquer e, conseqüentemente, menor consumo de energia e menor emissão de dióxido de carbono ( $CO_2$ ).

A escolha do uso da metacaulinita como substituição parcial do cimento para produzir um material que gere menor impacto ambiental vem cada vez mais ganhando espaço. Além de reduzir a quantidade de clínquer, ela também pode ser obtida a partir de resíduos industriais que utilizam o caulim como matéria-prima, como a indústria de papel, melhorando a sustentabilidade deste material.

Barata et al. (2002) explicam que o caulim é amplamente utilizado em diversos setores, porém, a indústria de papel consome cerca de 47% da produção mundial do caulim. Os autores apontam que no estado do Pará, a quantidade depositada de resíduo caulínico lançados em lagoas de sedimentação até o ano de 2000 foi de aproximadamente 4,15 milhões de toneladas.

Além do viés ambiental, a substituição parcial do cimento pela metacaulinita melhora as propriedades dos materiais endurecidos, como aumenta as resistências à compressão e tração, em todas idades, em até 40%; reduz as reações álcali-agregado em até 95%; reduz a penetração de cloretos em até 75%; diminui a porosidade e permeabilidade em até 90%; aumenta a resistência ao ataque de sulfatos e ácidos; diminui do calor de hidratação e o aparecimento de fissuras de origem térmica; controla a eflorescência e fissuração, entre outros benefícios. (SANTANA et al., 2022)

Fidelis (2014) desenvolveu um compósito cimentício têxtil reforçado com fibra de juta (TRM-juta) e utilizou duas pozolanas, a metacaulinita e a cinza volante, ela explica que a substituição parcial do cimento por pozolanas é fundamental nos materiais cimentícios reforçados com fibra, pois ao consumir o hidróxido de cálcio (CH), elas

evitam a mineralização das fibras naturais e ainda observou que elas protegem também o polímero utilizado para o tratamento das fibras de juta, quando utilizada as fibras tratadas.

Souza et al. (2017) estudaram os compósitos cimentícios reforçados com tecidos de carauá unidirecionais (TRM-carauá) e utilizaram como materiais cimentícios, 50% de cimento Portland, 40% de metacaulinita e 10% de cinza volante em massa e observaram um ganho na resistência a flexão atribuída à hidratação retardada da metacaulinita, explicando que este último contribui para a resistência do cimento nas fases posteriores de cura.

Li e Ding (2003) verificaram o ganho de resistência para a substituição parcial de 10% de metacaulinita e Kim et al. (2007) ressaltaram a redução das resistências a uma taxa de substituição de 20% ou superior desta pozolana. Já Poon et al. (2001) explicam que a substituição parcial de 5-15% de metacaulinita resulta em aumentos significativos na resistência a compressão para concretos e argamassas de alto desempenho para idades de até 28 dias, ou seja, idades mais precoces, além de conferir melhores propriedades de durabilidade como resistência à penetração de cloreto e ao congelamento e descongelamento.

Barata et al. (2002) relatam que independente do teor de incorporação da metacaulinita, a reação pozolânica alcança o seu máximo no período máximo entre 7 e 14 dias, enquanto que na sílica ativa, dependendo do percentual, os efeitos da sua reação pozolânica podem ser significativos por períodos posteriores.

Contudo, Oliveira et al. (2008) e Galvão et al. (2005) concluíram que o teor ótimo de uma adição mineral em substituição ao cimento depende da sua finura, na qual quanto mais fina a adição, menor o seu teor ótimo. Assim, concluíram em seus estudos que para a metacaulinita os teores ótimos variaram entre 8 a 20%, sendo a finura o aspecto determinante.

Para os compósitos cimentícios reforçados com fibras vegetais, como já mencionado anteriormente, o uso da metacaulinita ajuda a evitar a mineralização da fibra devido à migração do CH livre para o interior delas. Lima et al. (2008) estudaram a incorporação da metacaulinita para melhorar o desempenho de compósitos reforçados com fibra de sisal. Ao utilizarem um teor de substituição de 30% em massa de metacaulinita conseguiram produzir um material livre de hidróxido de cálcio e melhores resultados em relação a durabilidade do seu compósito. Já Cavalcante et al.

(2018) verificaram em sua pesquisa que os teores de 40 a 50% de substituição da metacaulinita foram os suficientes para produzir uma matriz isenta de CH.

Silva (2023) estudou a influência do teor da metacaulinita na fabricação de compósitos cimentícios reforçados com fibras de PVA, com elevada capacidade de deformação, e fez uma avaliação da aderência entre o concreto e os compósitos, através de ensaios de cisalhamento oblíquo dos compósitos ao concreto. O autor utilizou substituições de 0 a 50% de cimento por metacaulinita (MK/c de 0, 0,40, 0,80 e 1,0). No estudo foi verificado que o aumento do teor de metacaulinita nos compósitos resultou no aumento da resistência à compressão, diminuição do módulo de elasticidade, e em relação aos ensaios de flexão, na diminuição das tensões de primeira fissura, aumento na capacidade de deflexão e tensões máximas similares, aos 7 e 28 dias. Em relação aos ensaios de aderência, o aumento do teor de metacaulinita na mistura resultou no aumento da resistência de aderência concreto-compósitos e no aumento da coesão na interface entre o corpo de prova e o reparo.

Melo Filho (2012) substituíram 50% de cimento por metacaulinita para produzir um compósito cimentício de alto desempenho (SHCC) reforçado com fibra de sisal e obteve uma matriz isenta de CH com acréscimo na resistência do compósito, diminuição da porosidade e absorção de água, e preservação das propriedades mecânicas das fibras vegetais testados através de ciclos de molhagem e secagem, além de obter misturas com o comportamento de endurecimento na flexão.

Oliveira et al. (2022) estudaram compósitos SHCC com o mesmo traço do compósito desenvolvido por Melo Filho (2012), porém reforçados com fibras de malva e juta com substituição parcial de 50% de cimento por metacaulinita. Seus resultados indicaram que os biocompósitos apresentaram múltipla fissuração, com tensões últimas à tração direta de cerca de 10 MPa e 8 MPa, para fibras de malva e juta, respectivamente. Concluindo que os biocompósitos cimentícios alternativos com fibras de malva e juta tem aplicabilidade para fins semiestruturais e estruturais sujeitos à tração direta.

Já ŻUKOWSKI, 2017, desenvolveu compósitos cimentícios do tipo SHCC reforçados com fibra natural de carauá com a substituição de 27% de metacaulim e 40% de cinza volante. O comportamento *strain hardening* de seu material ocorreu sob carga de tração e apresentou aumento de até 10% da resistência à flexão após a formação da primeira fissura.

Em relação ao módulo de elasticidade, Silva (2010), explica que o uso de adições minerais não resulta em um correspondente aumento no módulo de elasticidade pois apesar destes melhorar a microestrutura da zona de transição, o fator que mais influencia a um aumento do módulo de elasticidade é as características do agregado. Logo, o aumento da resistência mecânica provocada pela adição mineral não gera necessariamente o aumento ao módulo de elasticidade, podendo reduzir o módulo à medida que aumenta o teor de substituição. Porém, Rocha (2005) afirma que o Metacaulim, em geral, pode influenciar em um aumento no módulo de elasticidade, podendo chegar a um aumento de até 15%.

### **1.3 Fatores que afetam na capacidade axial do reforço estrutural**

A reabilitação estrutural com compósitos cimentícios reforçados com fibra como o SHCC e o TRM podem ser realizados em diversos elementos estruturais como vigas, pilares e laje. Nesta pesquisa, o foco é a reabilitação estrutural em pilares, visto que é um elemento que desempenha um importante papel na segurança das edificações, fazendo com que seu colapso leve a situações de completa instabilidade estrutural. No caso da recuperação de pilares, o elemento é confinado com o compósito.

Como já mencionado anteriormente, vários fatores impactam no comportamento e eficiência do reforço ou reparo estrutural, os quais serão estudados a seguir como a espessura de camadas (ou número de camadas para o caso do TRM), tipo de fibra, configuração da fibra, tipo da matriz utilizada, resistência do concreto a ser reparado, tamanho da seção e forma e raio de curvatura.

#### **1.3.1 Número de camadas ou espessura do reforço**

O aumento do número de camadas ou da espessura do reforço aumenta a resistência de colunas confinadas. Triantafillou et al. (2006) em sua pesquisa, verificaram o ganho de resistência para colunas cilíndricas confinadas fazendo um grupo de corpos de prova com duas e três camadas de compósito cimentício têxtil com tecido de carbono (TRM-carbono) e outro grupo com duas e quatro camadas do compósito em colunas retangulares. Em seus resultados, o primeiro grupo obteve um ganho de 36-57% de resistência para duas camadas de reforço e 74-77% para três camadas. Já o segundo grupo obteve para duas camadas um aumento de 40% de



resistência e para quatro camadas 51%. A deformação última também aumentou com o aumento do número de camadas.

Bournas et al. (2007), em pesquisa semelhante à de Triantafillou et al. (2006), com reforço de TRM-carbono obtiveram em seus ensaios o ganho de resistência de aproximadamente 72-84% para corpos de prova com quatro camadas de reforço e ganho de 84-106% de resistência para corpos de prova com seis camadas.

Awani et al. (2016) verificaram em sua pesquisa que o impacto do aumento do número de camadas foi menos significativo para corpos de prova de maior seção e que podem influenciar o modo de ruptura da coluna confinada, pois com uma camada ocorreu a ruptura do tecido, ao invés do esmagamento do concreto e flambagem das barras, enquanto com duas camadas a falha aconteceu por esmagamento do concreto sem o dano no encamisamento de TRM. Também foi notado que o aumento do número de camadas provocou um aumento desproporcional do ganho da resistência.

Chen et al. (2021) ao estudarem o ECC com fibras têxteis de basalto (TR-ECC) verificaram, baseados em estudos paramétricos, que o aumento do número de camadas do tecido e redução do espaçamento da trama provoca aumento na capacidade de carga das colunas reforçadas. Da mesma forma que Chen et al. (2023) observaram que o comportamento de pilares reforçados com ECC pode ser melhorado aumentando a espessura do compósito no confinamento ou também reduzindo o espaçamento do tecido, para o caso do TRM, principalmente em pilares com pré-dano.

### 1.1.1 Tipo de fibras

Segundo Arboleda (2014), as fibras utilizadas para reforço podem ser de metal (geralmente de aço), vidro, natural (sisal, juta, cânhamo ou outros materiais de celulose) ou sintéticas (polipropileno, carbono, aramida, PBO, PVA). Elas podem ser contínuas (unidirecionais ou bidirecionais) em forma de tecido que é no caso do compósito reforçado com fibra têxtil (TRM), mas também podem se apresentar descontínuas (randômicas ou unidirecionais) que é o caso das fibras curtas utilizadas no ECC.

Como já citado anteriormente, além do tipo da fibra muitos fatores relacionados a ela podem influenciar as propriedades mecânicas dos materiais compósitos a base de cimento como sua geometria, fração volumétrica, arranjo e método de produção

(RESENDE, 2003), influenciando por consequência a capacidade do reforço estrutural.

Bournas et al. (2007) e Colajanni et al. (2014 – A) mostram em sua pesquisa que o desempenho do concreto confinado depende da relação volumétrica das fibras, verificando o aumento do ganho de resistência a compressão e capacidade de deformação com o aumento da relação volumétrica das fibras.

Já ŻUKOWSKI, 2017, ao estudar compósitos SHCC reforçados com fibra natural de carauá, verificou em sua pesquisa que, quanto maior o comprimento da fibra, maior foi a formação de fissuras e a capacidade de deformação do compósito. Contudo, nenhuma diferença foi observada na resistência à compressão quando foi utilizado diferentes comprimentos de fibra com o mesmo volume de fibra.

Triantafillou et al. (2006) estudaram o compósito reforçado com fibra têxtil (TRM) e mostraram que a aderência entre a matriz e a fibra pode ser aprimorada controlando a densidade das fibras no tecido (quantidade e espaçamento) e a sua direção, podendo melhorar as características mecânicas do compósito e o grau de penetração da argamassa na malha do tecido.

Em relação aos tipos de fibras, muitos autores estudaram a aplicação de diferentes tipos de fibra em compósitos cimentícios, como Carrozi e Poggi (2015) os quais estudaram quatro diferentes tipos de tecido (PBO, carbono, vidro e PBO com vidro) e observaram através da curva tensão-deformação que na terceira fase da curva, a qual somente a fibra absorvia toda a carga, as diferenças das curvas começaram a se tornar pronunciadas devido aos diferentes módulos de elasticidade de cada fibra e resistência a tração. Assim, a utilização do tecido de PBO obteve o melhor desempenho e maior variabilidade de resultados, enquanto o tecido de vidro apresentou propriedades mecânicas mais baixas e menor variabilidade de resultados, conforme é mostrado na Figura 13.

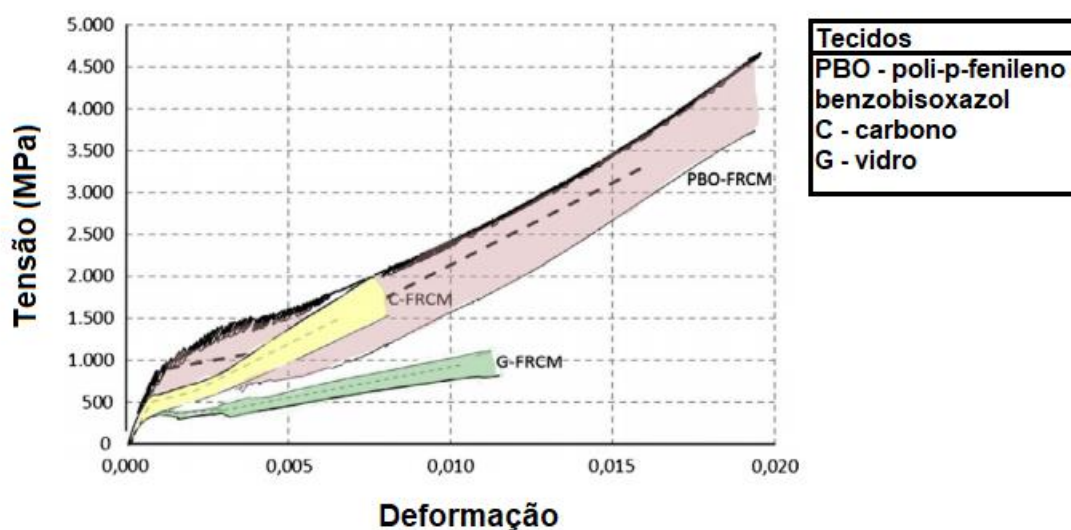


Figura 13 – Média de valores encontrado na curva tensão-deformação do TRM com PBO, vidro e carbono na pesquisa de Carrozi e Poggi (2015).

Dessa maneira, é possível observar que o tipo de fibra impacta diretamente na capacidade do reforço estrutural já que as propriedades físicas e mecânicas das fibras tem papel importante na interação fibra-matriz cimentícia e no desempenho do reforço.

### 1.1.2 Configuração da fibra

Ombres (2014) verificou que o método convencional para o encamisamento de colunas com TRM com as fibras mais resistentes na direção perpendicular ao eixo axial da coluna apresentou maior eficiência que as fibras dispostas com ângulos de 30° ou 45° em relação ao eixo axial.

Trapko (2014) ensaiou colunas de seção quadrada submetidas a compressão, com uma camada de TRM com direção principal das fibras perpendiculares ao eixo axial da coluna e outras com fibras dispostas na direção paralela ao eixo axial e pôde comprovar a ineficácia de dispor as fibras na direção paralela ao eixo axial.

### 1.1.3 Tipo de matriz utilizada no compósito de reforço

No ensaio de Triantafillou et al. (2006) foi verificado que o reforço de TRM com a argamassa de maior resistência a compressão e a tração teve maior eficiência, melhorando a capacidade de carga axial e rompeu pela ruptura do tecido do reforço. Já a argamassa de menor resistência utilizada apresentou a falha do reforço por descolamento.

Já Donnini et al. (2019) ao utilizar um PRF e TRM, como reforço de um concreto com baixa resistência, observaram que, para o sistema de reforço com TRM, não houve nenhuma diferença na capacidade de carga máxima com a mudança da resistência da argamassa passando da argamassa M15 (com resistência a compressão de 17 MPa) para argamassa M45 (com resistência a compressão de 50 MPa).

#### 1.1.4 Resistência do concreto

Ombres (2014) em seu estudo verificou que para colunas confinadas pelo TRM com as fibras orientadas a 90° em relação ao eixo axial do elemento estrutural (configuração das fibras a qual se obtém maior resistência a compressão axial), o ganho de resistência diminuiu com o aumento da resistência do núcleo de concreto a ser reforçado. Já com fibra dispostas em espiral, a 30° e 45° em relação ao eixo axial, ocorreu um aumento do ganho da resistência à medida que se utilizava corpos de prova com concretos de maiores resistências.

Chen et al. (2023) observaram em sua pesquisa que pilares reforçados com ECC e fibra têxtil de basalto tem uma ruptura mais dúctil quando é diminuído a resistência do núcleo de concreto.

#### 1.1.5 Tamanho da seção e forma

Nas pesquisas de Colajanni et al. (2014 – A) e Colajanni (2014), o encamisamento de TRM foi mais eficiente em colunas de seção circular do que prismática. Foi verificado que colunas quadradas apresentaram maior eficiência que as retangulares e que o reforço com colunas quadradas apresentou redução de resistência em média de 20%, quando comparadas com o reforço em colunas circulares. Esta eficiência do confinamento de colunas circulares é devido a uniformidade da pressão e o fato de não apresentar concentração de tensões.

Para o incremento da deformação última de corpos de prova de seção transversal quadrada, Colajanni et al. (2014 – A) encontraram, para duas camadas de tecido, um valor igual a 60% do valor obtido para corpos de prova cilíndricos e quase o mesmo valor quando amostras de três camadas de tecido foram consideradas. Eles ressaltam que para todos os corpos de prova quadrados, a falha foi devido a ruptura do tecido nos cantos.

### 1.1.6 Raio de curvatura

Colajanni et al. (2014) verificaram por meio de experimentos que o aumento do raio de curvatura de colunas prismáticas não apresentou ganho de resistência devido ao reforço de confinamento. Contudo, foi observado que para amostras com quatro camadas de reforço, com um aumento de raio de 15mm para 30mm, houve um aumento na deformação última de 70%.

## 1.4 Pesquisas anteriores

A Tabela 2 mostra o resumo de pesquisas sobre o confinamento de pilares utilizando material cimentício de alto desempenho do tipo SHCC.

Tabela 2 – Resumo de pesquisas sobre o confinamento de pilares utilizando o SHCC.

<b>Autor</b>	<b>Ano</b>	<b>Estudo/Variáveis</b>	<b>Principais resultados encontrados</b>
<b>Chen et al.</b>	2023	Comportamento à compressão de pilares de concreto pré-danificado reforçados com ECC e tecido de fibra de basalto (TR-ECC). As variáveis analisadas foram a espessura da camada de ECC, o espaçamento da fibra têxtil no TR-ECC e a resistência do núcleo de concreto.	Os resultados mostraram que os pilares reforçados com diferentes níveis de pré-dano apresentaram características de ruptura dúctil e que o comportamento destes pilares reforçados pode ser melhorado aumentando a espessura do ECC, reduzindo o espaçamento do tecido e diminuindo a resistência do núcleo de concreto, especialmente para os mais pré-danificados.
<b>Lai et al.</b>	2023	Confinamento de um pilar de concreto armado com ECC.	Os resultados confirmam o potencial do encamisamento com ECC para ser usado como forma permanente em pilares de concreto armado. A comparação entre os resultados ensaiados e as previsões analíticas mostraram a aplicabilidade da equação de projeto na EN 1994-1-1 e JGJ 138-2 para prever a capacidade axial de pilares de concreto armado com ECC.

<p style="text-align: center;"><b>Li et al.</b></p> <p style="text-align: center;">2023</p>	<p>Reforço de pilares de concreto armado corroídos, com um compósito cimentício reforçado com tecido de basalto e ECC (TR-ECC). Nesse sistema, o ECC atua tanto como uma matriz para colagem da fibra de basalto quanto para uma nova cobertura substituindo a cobertura de concreto danificada. Os parâmetros estudados foram o número de camadas de tecido de fibra de basalto (1, 2 e 3 camadas), a taxa de corrosão das armaduras de aço e o espaçamento entre os estribos.</p>	<p>Foi verificado o aumento da resistência à compressão com o aumento do número de camada de tecido de basalto tanto para colunas com armadura corroída, como sem corrosão. Com o aumento da taxa de corrosão dos estribos, os pilares reforçados registraram uma diminuição da carga axial e da ductilidade. O sistema de TR-ECC-Basalto melhorou significativamente o desempenho das colunas danificadas por corrosão e os pilares reforçados tiveram aumento na resistência de 5 a 62% e aumentos de ductilidade de 160% a 415,2%.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Hossain et al.</b></p> <p style="text-align: center;">2022</p>	<p>Comportamento axial de pilares de concreto autoadensável confinado com o ECC. Foram consideradas colunas quadradas e cilíndricas e outras variáveis como a presença ou ausência de armadura longitudinal, a espessura do confinamento com ECC e os tipos de carregamento</p>	<p>Concluíram que o ECC aumentou significativamente a capacidade de carga e absorção de energia dos pilares. Os pilares reforçados exibiram um comportamento mais dúctil em comparação com o pilar sem reforço. O modelo analítico desenvolvido entrou em concordância com os resultados obtidos experimentalmente.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Wei et al.</b></p> <p style="text-align: center;">2022</p>	<p>Estudo sobre as propriedades à compressão uniaxial e mecanismos de ruptura de pilares de concreto confinado com um sistema de reforço, que une o ECC com malhas de aço inoxidável de alta resistência (HSSWR)</p>	<p>Os resultados mostraram bom desempenho de aderência entre o encamisamento e o concreto e mudança no modo de ruptura do concreto de frágil para dúctil, resultando em melhorias efetivas na capacidade de carga e de deformação, ductilidade e absorção de energia. Múltiplas fissuras finas foram observadas nos pilares de concreto confinado, o que indicou excelente capacidade de controle da abertura das fissuras no material utilizado para o encamisamento.</p>

<p style="text-align: center;"><b>Chen et al.</b></p> <p style="text-align: center;">2021</p>	<p>Realizaram um estudo experimental e numérico para o comportamento de colunas circulares de concreto reforçadas com tecido de basalto e ECC com fibras curtas de PVA. Reforçaram 6 colunas para cada sistema: TRM-basalto, TR-ECC-Basalto e colunas sem reforço. Utilizaram tecido de basalto de trama de 25x25mm, duas resistências para o núcleo de concreto (17MPa e 34 MPa) e espessura da camada de reforço de 20 mm.</p>	<p>Verificaram que o reforço das colunas com TR-ECC apresentou melhor desempenho em relação a resistência e ductilidade que as colunas confinadas somente com o TRM-basalto e notaram que ambos os reforços foram mais efetivos para o núcleo de concreto de menor resistência. Baseado em seus estudos paramétricos, verificaram que o aumento do número de camadas do tecido e redução do espaçamento da sua trama provoca aumento da capacidade de carga das colunas confinadas.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Yan et al.</b></p> <p style="text-align: center;">2021</p>	<p>Este trabalho apresenta um estudo de viabilidade de pilares esbeltos de CFST (perfis tubulares de aço preenchidos com concreto) com TR-ECC. Os parâmetros estudados foram a relação comprimento/diâmetro do pilar, o número de camadas têxteis, a relação diâmetro/espessura do reforço, e a resistência do concreto preenchido.</p>	<p>Os resultados mostraram que tanto a capacidade de carga quanto a rigidez dos pilares esbeltos melhoraram após o reforço. Os pilares reforçados romperam devido à perda de estabilidade. Com base nos resultados ensaiados, um modelo de elementos finitos foi estabelecido para aprofundar os estudos das propriedades mecânicas. Os estudos dos parâmetros indicaram que o aumento na capacidade de carga contribuído pelo confinamento de TR-ECC foi enfraquecido à medida que a relação comprimento-diâmetro do pilar aumentou.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Khan et al. (A)</b></p> <p style="text-align: center;">2020</p>	<p>Foi estudado a eficácia do confinamento do ECC na melhoria do comportamento de pilares mistos de aço e concreto (CES - <i>Concrete encased steel</i>). Onze pilares curtos com diferentes configurações de ECC e revestimento de concreto foram ensaiados sob compressão pura. Estudaram o efeito do confinamento com ECC de diferentes espessuras em concreto de alta resistência (HSC).</p>	<p>Verificaram que o aumento da espessura do ECC foi capaz de melhorar a resistência e ductilidade das colunas reforçadas. A ruptura dos pilares curtos de ECC-CES e ECC-HSC foi controlada pela capacidade de deformação do ECC. Por fim, com base no desempenho do ECC-CES em relação aos CES convencionais, verificou-se que o ECC pode fornecer uma excelente alternativa para confinar núcleos de concreto em pilares.</p>

Khan et al. (B)	2020	<p>Para melhorar o comportamento à compressão e a ductilidade de colunas mistas de aço-concreto (CES), foi proposto o confinamento com ECC. Foram investigados experimentalmente o comportamento compressivo de colunas curtas de ECC-CES para estudar os efeitos da resistência do material, espessura do encamisamento com ECC, formato da seção de aço e proporção da coluna.</p>	<p>Nos resultados, embora apenas um aumento insignificante da resistência à compressão axial tenha sido observado, o revestimento com ECC melhorou a ruptura das colunas, controlando efetivamente a fragilidade a ruptura explosiva do concreto de alta resistência. O ECC-CES mostrou melhor ductilidade e capacidade de absorção de energia, porém os aprimoramentos de resistência foram mínimos.</p>
AL-Gemeel et al.	2019	<p>Confinamento de pilares circulares de concreto com somente ECC, ECC com tecido de basalto (TR-ECC) e tecido de basalto e argamassa (TRM). Para os pilares, foram utilizadas duas classes de concreto de baixa e média resistência (17 MPa e 34,7MPa aos 28 dias). Para o ECC foi utilizado fibras curtas de PVA de baixo módulo de elasticidade, e a matriz cimentícia do TRM possuía o mesmo traço do ECC e resistência de 45MPa.</p>	<p>Concluíram que os dois sistemas com TRM e TR-ECC obtiverão uma boa aderência com o núcleo de concreto e não apresentaram falha de descolamento entre o núcleo de concreto e a camada de confinamento. O concreto confinado somente com ECC obteve maior resistência. No entanto, os confinados com ECC e tecido de basalto apresentaram maior desempenho dúctil em comparação com as colunas confinadas somente com ECC. Os autores citam que o ECC é um promissor material para o confinamento de colunas de concreto, que o ECC-tecido de basalto pode ser usado como uma efetiva alternativa para superar as desvantagens do TRM e outros métodos de confinamento.</p>



Gholampour	2019	<p>Comportamento à compressão axial de pilares reforçados com o ECC e o UHP. Foram utilizadas três misturas diferentes de ECC contendo fibras de polietileno de alta resistência, e frações em volume de 0% (matriz cimentícia), 1% e 2% e outra mistura era um compósito cimentício de ultra alto desempenho (UHPCC), com 4% de fibras. Foram utilizados estribos horizontais no reforço com três diferentes taxas de armadura metálica (0%, 0,56% e 1,7%) para investigar o efeito do nível de confinamento e a interação entre o reforço e as fibras. A camada de reforço possuía espessura de 25mm.</p>	<p>Os CP reforçados com ECC e UHPCC contendo estribo e fibras apresentaram um comportamento dúctil, enquanto o concreto reforçado com o compósito sem fibras (matriz) e sem estribo, apresentaram uma ruptura frágil. A melhor solução para aumentar a ductilidade e a resistência dos pilares foi utilizando o mínimo de estribo e volume de fibras. Os autores verificaram que, para uma mesma taxa de armadura horizontal, a taxa de dilatação dos corpos de prova aumentou com o aumento do volume de fibras. Por fim, o estudo revelou o grande potencial do encamisamento do concreto com ECC e UHPCC para reabilitação de pilares em regiões sísmicas.</p>
Zhang et al.	2019	<p>Foi investigado experimentalmente o comportamento sísmico de colunas curtas reforçadas com ECC e colunas curtas reforçadas com aço H e ECC (SRECC) através da combinação de compressão axial constante e carga cíclica lateral. Foram moldados dois pilares curtos para cada sistema (ECC, SRECC, concreto armado de referência).</p>	<p>A capacidade de controle de fissuração, resistência ao cisalhamento, capacidade de deformação e de dissipação de energia de colunas curtas de ECC foram muito maiores que das colunas de referência. O comportamento dos pilares com ECC e SRECC foi dominado pelo cisalhamento, e a falha de aderência foi observada nos pilares SRECC. No entanto, a deformabilidade plástica dos pilares SRECC permaneceu superior à dos pilares com ECC. Em comparação com as colunas de ECC, o deslocamento lateral e a dissipação de energia acumulada, no estado limite último, das colunas de SRECC melhoraram em 41-72% e 134-241%, respectivamente.</p>

---

Donnini et al.	2019	<p>Este trabalho comparou três métodos diferentes para reforço de elementos de concreto existentes. Vinte ensaios de compressão foram realizados em pilares, com escala reduzida, de concreto de baixo desempenho. Dois pilares foram deixados sem confinamento e os outros foram confinados com polímero reforçado com fibra (PRF), matriz cimentícia reforçada com fibra têxtil (TRM) e argamassa de alto desempenho (HPM) reforçado com fibras curtas de aço ou vidro com 13 e 12mm.</p>	<p>O HPM com fibra de vidro teve uma ruptura mais frágil que o HPM com fibra de aço, devido à alta eficiência da ação da ponte da fibra de aço quando o HPM foi submetido a combinação de tensões biaxiais de compressão – tração. Como resultado verificaram que a camada de HPM mostrou um significativo aumento de resistência a compressão, rigidez e ductilidade do cilindro de concreto, com aumento de resistência em média de 3,9 vezes em relação ao corpo de prova sem revestimento, enquanto o TRM aumentou em média 1,3 vezes e o PRF aumentou em média 2,1 vezes; o aumento de deformação em relação ao CP sem reforço foi de 1,6 para o HPM, 2 para o TRM e 4 para o PRF.</p>
Al-Gemeel et al.	2018	<p>Confinamento de colunas quadradas com três tipos de tecido de basalto e ECC com fibras curtas de PVA. Utilizaram um núcleo de concreto de baixa resistência de 17MPa. Três tipos de trama de fibra de basalto com espaçamento de 50x50mm, 25x25mm e 10x10mm</p>	<p>Verificaram que o novo sistema de ECC com tecido de basalto aumentou significativamente a capacidade de carga e ductilidade das colunas em comparação com o sistema TRM e em relação as colunas sem reforço. O aumento da resistência a compressão das colunas reforçadas com TR-ECC-Basalto foi 54%-77% e com o sistema TRM-Basalto foi de 41%. Concluindo que o TR-ECC pode ser utilizado como um novo sistema de reabilitação de pilares.</p>

---

---

Cai et al.	2018	<p>Uso do ECC no confinamento de colunas mistas de perfis tubulares de aço preenchidos com concreto (CFST). Foram realizados ensaios de colunas de CFST reforçadas com ECC e diferentes parâmetros foram analisados como a taxa de excentricidade, taxa de armadura de estribo do reforço (0,2% e 0,4%), taxa de armadura longitudinal do reforço (0,5% e 1%) e espessura do tubo de aço interno (6 e 10 mm).</p>	<p>Os autores observaram que todas as colunas reforçadas com ECC tiveram ruptura dúctil sob diferentes taxas de excentricidade, que o ECC externo não estava esmagado e que os CP mantiveram sua integridade. O aumento da espessura do tubo de aço teve efeitos significativos na capacidade de carga e ductilidade das colunas de CFST revestidas com ECC, aumentando a capacidade de carga em 11%. A capacidade de carga do pilar misto aumentou com o aumento da taxa de armadura longitudinal, enquanto o aumento da taxa de estribo teve pouca influência na capacidade de carga final. No entanto, o aumento da taxa de estribo melhorou a ductilidade do pilar misto o que foi atribuído ao efeito do confinamento passivo provocado pelo estribo.</p>
Li et al.	2017	<p>Reparo de colunas danificadas de concreto armado com HPFRCC. O estudo experimental contou com quatro pilares de seção transversal quadrada. Eles foram preparados e ensaiados para 85% da capacidade de carga sob cargas laterais de amplitude crescente e uma carga axial constante. Os pilares danificados foram reparados utilizando o HPFRCC com duas alturas de reparo (300 e 500 mm) e dois processos de reparo (com e sem cargas axiais).</p>	<p>Os resultados indicaram que a capacidade de carga e ductilidade dos pilares reparados podem ser, respectivamente, 14% e 29% maiores que os pilares originais. Os pilares reparados, enquanto carregados, apresentaram melhor desempenho cíclico, que os pilares reparados, sem cargas. Aumentar a altura do reparo além da zona plástica da dobradiça melhorou ligeiramente a capacidade de carga e a ductilidade do pilar. Considerando a relação custo-benefício, recomenda-se que a altura de reparo com HPFRCC seja de 1,5 vezes a profundidade ou largura da coluna danificada.</p>

---

## 2 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL

Esta pesquisa foi realizada em duas etapas. Na primeira etapa foram desenvolvidos compósitos do tipo SHCC para serem utilizados na reabilitação estrutural. Os parâmetros estudados, nesta etapa, foram o teor de metacaulinita (relação metacaulinita/cimento (MK/c) entre 0-1,5), teor de areia (s/mc – relação areia e material cimentício) iguais a 0,35 e 0,40, teor de água (relação água e material cimentício) igual a 0,36 e 0,46 e tamanho da fibra de PVA. O objetivo era encontrar o melhor traço do compósito do tipo SHCC, com características que pudesse ser utilizado na reabilitação de uma estrutura de concreto.

Na segunda etapa, foi realizado a aplicação deste material no encamisamento de corpos de prova cilíndricos. Os parâmetros estudados foram a variação da espessura do reparo (1,7 cm e 2,2 cm), a resistência do núcleo de concreto de 19 MPa e 28 MPa, a utilização de um aditivo polimérico, para aumentar a aderência do reparo, e o nível de dano no concreto (sem dano, dano de 50% e 80% da resistência do concreto), visto que os reparos são realizados em estruturas que já estão danificadas.

Foi escolhida a resistência 19MPa do núcleo de concreto para retratar as estruturas da década de 80, as quais eram de 18MPa.

Ao longo do texto foram colocadas as principais fotos e os gráficos típicos de cada mistura. No anexo é possível encontrar os gráficos de todas as curvas obtidas nesta pesquisa e mais fotos retiradas durante os ensaios.

### 2.1 Caracterização dos materiais

#### 2.1.1 Metacaulinita

A metacaulinita utilizada foi o Metacaulim HP ULTRA, fabricado pela empresa Metacaulim do Brasil Industria e Comércio Ltda., a embalagem é mostrada na Figura 14. Sua caracterização foi realizada por meio de análise química e física.

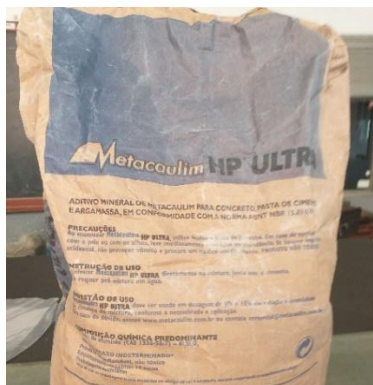


Figura 14 - Metacaulinita utilizada neste trabalho.

### 2.1.1.1 Composição química da metacaulinita

A composição química da metacaulinita foi realizada através da técnica de fluorescência de raios X (XRF) realizado pelo Laboratório de Instrumentação Eletrônica e Técnicas Analíticas (LIETA) do Instituto de Física Armando Dias Tavares (LIETA) da Universidade Estadual do Rio de Janeiro (UERJ). Foi utilizado o equipamento comercial Epsilon 1 (Malvern Panalytical), composto por um tubo de raios X com alvo de Prata (Ag) e um detector SDD (Silicon Drift Detector) (resolução de energia  $< 135$  eV para Mn-K $\alpha$ ).

A Figura 15 mostra a imagem do equipamento Epsilon 1 (Malvern Panalytical) retiradas durante o ensaio pelo laboratório. A composição química da metacaulinita determinada pela técnica XRF está apresentada na Tabela 3.

Pelas composições químicas da metacaulinita foi possível observar que ela apresenta os requisitos mínimos exigidos na NBR 15894-1 (2010), a qual trata-se dos requisitos para o Metacaulim utilizado com o Cimento Portland.

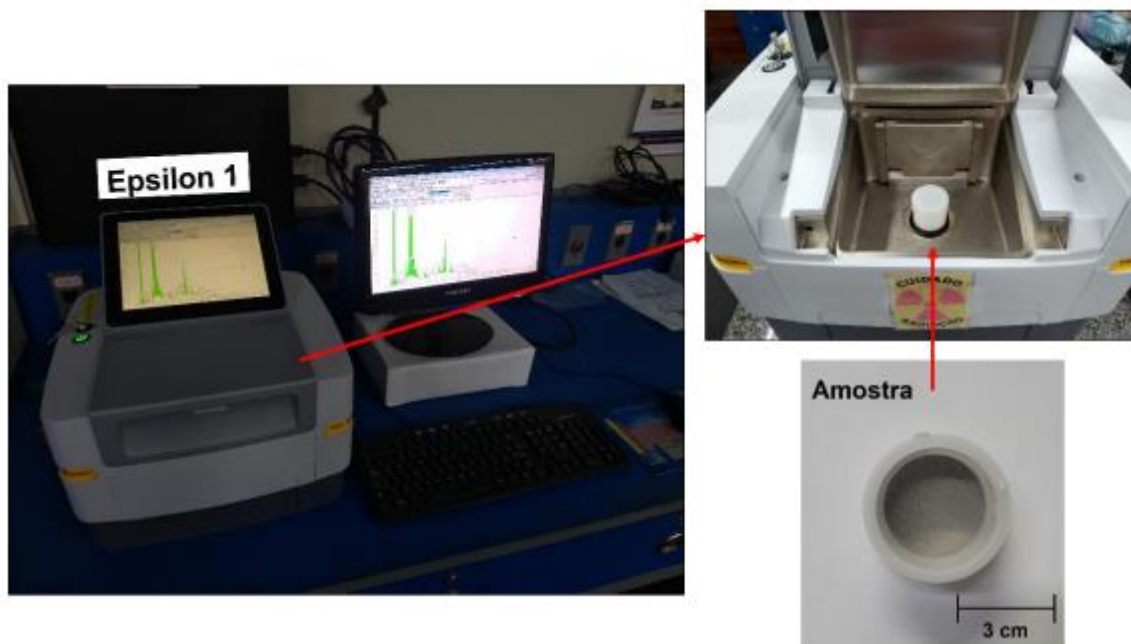


Figura 15 - Epsilon 1 (Malvern Panalytical). Fonte: Laboratório LIETA

Tabela 3 – Propriedades químicas da metacaulinita

Composto	Composição	
	(%, em massa)	Desvio Padrão
$Al_2O_3$	36,77	0,03
$SiO_2$	57,02	0,07
$P_2O_5$	0,52	0,08
$SO_3$	Não detectado	
Cl	0,32	0,02
$K_2O$	0,964	0,002
$CaO$	0,26	0,01
$TiO_2$	1,63	0,01
$Fe_2O_3$	2,27	0,01
$SrO$	0,0192	0,0001
<b>Outros</b>	0,222	

#### 2.1.1.2 Determinação da massa específica da metacaulinita

A massa específica da metacaulinita foi determinada com base na NBR 16605 (2017). O líquido reagente utilizado no frasco de Le Chatelier foi o querosene, o qual foi preenchido no frasco até o nível entre as marcas de zero a  $1\text{cm}^3$ . O frasco com querosene foi colocado, então, no banho de água a temperatura ambiente por 30min a fim de se obter o volume  $V_1$  do querosene medido no frasco. Após essa primeira

etapa, foi adicionada uma massa de metacaulinita de aproximadamente 60g no frasco com querosene, com todo o cuidado para que o material adicionado não ficasse aderido nas paredes internas do frasco, acima do nível do líquido. Com a massa de metacaulinita toda inserida no frasco, este foi colocado novamente no banho de água durante 30min para obter o volume V2.

Foram realizados dois ensaios, com as amostras 1 e 2 de metacaulinita. A massa específica da metacaulinita é obtida pela divisão da sua massa pelo seu volume, que é a subtração do volume V2 pelo volume V1, para a dosagem será considerada a média da massa específica da metacaulinita obtida pelo ensaio, a qual foi  $2,65 \text{ g/cm}^3$ . A Tabela 4 mostra o valor obtido da massa específica e o seu desvio padrão e a Figura 16 mostra as imagens retiradas durante o ensaio realizado pelo autor.

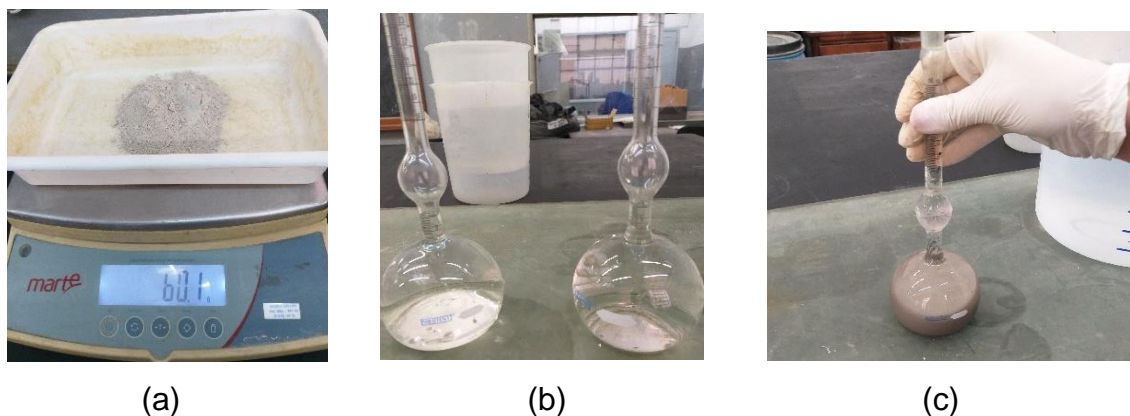


Figura 16 – (a) Pesagem da amostra (b) Frasco de Le Chatelier com querosene para as duas amostras (c) Frasco de Le Chatelier com querosene e metacaulinita.

Tabela 4 – Valor obtido no ensaio de determinação da massa específica da metacaulinita.

<b>Massa específica média (<math>\text{g/cm}^3</math>)</b>	<b>Desvio Padrão</b>
2,65	0,01

### 2.1.1.3 Determinação do índice de finura da metacaulinita

Foi determinado o índice de finura por meio da peneira de  $45 \mu\text{m}$ , conforme descrito na NBR 15894-3 (2010). Foram realizados dois ensaios com duas amostras

de 20g de metacaulinita. Primeiramente, a amostra de 20g de metacaulinita foi dispersa em uma solução com aproximadamente 400 mL da solução de hexametáfosfato de sódio na concentração de 12,5g/L, conforme Figura 17. Posteriormente, foi colocada a peneira de 45  $\mu m$  sob o fluxo de água e colocada a solução com Metacaulim lentamente sobre a malha, lavando o recipiente com toda a água da torneira. Após executar o movimento circular com a peneira ao fluxo de água por 10min, para que toda a água incida sobre a amostra, todo o material retido na peneira foi colocado cuidadosamente em um recipiente adequado e secado na estufa a  $105 \pm 5^\circ C$  até a massa constante.

A Figura 17 mostra fotos feitas durante o ensaio, da esquerda para a direita, a primeira foto mostra a pesagem da massa inicial, a segunda foto a solução de 400mL de hexametáfosfato de sódio separada e a terceira foto da solução com a metacaulinita dispersa, para posteriormente ser colocada sobre a peneira ao fluxo de água.

A equação 1 mostra o cálculo do índice de finura. Foi considerado o fator de correção da peneira igual a 1 e obtido o módulo de finura de  $7,5 \pm 1,4\%$ .

$$If = \frac{mr \times Fc \times 100}{mi} \quad (1)$$

Onde:

If – índice de finura da metacaulinita, expresso em porcentagem (%);

mr – massa retida na peneira 45  $\mu m$ , expresso em gramas (g);

mi – é a massa inicial da metacaulinita, expresso em gramas (g);

Fc – Fator de correção da peneira utilizada no ensaio.





Figura 17 – Fotos retiradas durante o ensaio de determinação do índice de finura da metacaulinita.

#### 2.1.1.4 Índice de desempenho da metacaulinita

O índice de desempenho da metacaulinita foi determinado com base na NBR 5752 (2014). Para o teste foram moldados corpos de prova com duas argamassas diferentes, a argamassa A foi fabricada com o cimento Portland CP II-F-32, areia normal e água e a argamassa B foi fabricada com 25% em massa de material pozolânico, em substituição à igual porcentagem do cimento CP II-F-32, areia normal e água. Foram moldados 5 corpos de prova cilíndricos de cada mistura e submetido ao ensaio de compressão após 28 dias de cura. A NBR 5752 (2014) diz a quantidade de materiais utilizada para a moldagem de cada argamassa. Os resultados obtidos no ensaio de compressão encontram-se na Tabela 5, onde  $F_{cA}$  é a resistência média em MPa encontrada da argamassa A e  $F_{cB}$  da argamassa B, o índice de desempenho da metacaulinita é calculado através da divisão de  $F_{cB}$  por  $F_{cA}$ . Logo, o índice de desempenho da metacaulinita (IAP) foi de 150,7%, mostrando que a pozolana utilizada é reativa.

Tabela 5 - Dados utilizados para o cálculo do índice de desempenho da metacaulinita com o cimento Portland.

Resistência média	$F_{cA}$ (MPa)		$F_{cB}$ (MPa)
Valor médio	26,59	-	40,06
Desvio padrão	1,09	-	1,91
		<b>IAP =</b>	<b>150,7%</b>

### 2.1.2 Cimento Portland

O cimento utilizado na pesquisa foi o cimento Mauá Ultra forte, CP-II-F-32, da empresa Holcim. Sua caracterização foi realizada por meio de análise química e física.

#### 2.1.2.1 Composição química do cimento

Sua composição química foi determinada através do mesmo ensaio da determinação química da metacaulinita, pela técnica de fluorescência de raios X (XRF) realizado pelo Laboratório de Instrumentação Eletrônica e Técnicas Analíticas (LIETA) do Instituto de Física Armando Dias Tavares (LIETA) da Universidade Estadual do Rio de Janeiro (UERJ). A Tabela 6 mostra as propriedades químicas do Cimento Portland utilizado na pesquisa.

Tabela 6 – Propriedades químicas do Cimento Portland

<b>Composto</b>	<b>Composição</b>	
	(%, em massa)	Desvio Padrão
<b><i>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i></b>	3,84	0,07
<b><i>SiO<sub>2</sub></i></b>	13,38	0,03
<b><i>P<sub>2</sub>O<sub>5</sub></i></b>	Não detectado	
<b><i>SO<sub>3</sub></i></b>	3,03	0,01
<b><i>Cl</i></b>	0,213	0,007
<b><i>K<sub>2</sub>O</i></b>	0,137	0,001
<b><i>CaO</i></b>	74,82	0,09
<b><i>TiO<sub>2</sub></i></b>	0,25	0,01
<b><i>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i></b>	3,82	0,01
<b><i>SrO</i></b>	0,261	0,001
<b><i>Outros</i></b>	0,243	

#### 2.1.2.2 Determinação da massa específica do cimento

Para a massa específica do cimento também foi utilizada a NBR 16605 (2017) e realizado o mesmo processo realizado para a metacaulinita, mudando apenas o material a ser ensaiado, o valor encontrado da massa específica e o desvio padrão está na Tabela 7.

Tabela 7 – Valores obtidos no ensaio de determinação da massa específica do Cimento Portland.

Massa específica média (g/cm <sup>3</sup> )	Desvio Padrão
3,09	0,01

### 2.1.2.3 Determinação do índice de finura do Cimento Portland

A determinação do índice de finura foi realizada com base na NBR 11579 (2013). Foi colocado 50,10 g de cimento sobre a tela da peneira de abertura de 75 $\mu$ m e realizado movimentos de vaivém, realizando todas as etapas previstas por norma. No final, o cimento retido na peneira foi pesado, dando um valor de 19,60g. A Figura 18 mostra a peneira com a massa de cimento, momento registrado durante a realização do ensaio. O fator de correção da peneira de abertura de 75 $\mu$ m utilizada neste ensaio é Fc = 1,083, dado fornecido pelo fabricante da peneira.



Figura 18 - Ensaio para a determinação do índice de finura do cimento

Cálculo do índice de finura do cimento utilizando a equação 2:

$$If = \frac{19,60 \times 1,083 \times 100}{50,10} = 42,36 \% \quad (2)$$

### 2.1.3 Agregado miúdo

No preparo do concreto foi utilizada uma areia lavada média e no preparo dos compósitos, foi utilizada uma areola (areia fina e média), ambas da empresa Arckom. Para a fabricação do compósito, a areola foi peneirada na peneira de 300  $\mu$ m e para

a fabricação do concreto, a areia lavada média foi utilizada sem nenhum tipo de peneiramento.

### 2.1.3.1 Determinação da massa específica, absorção da água e teor de umidade das areias

Foi utilizada a NBR 16916 (2021) para determinar a massa específica e a absorção de água da areia. A Figura 19 mostra as fotos retiradas durante o ensaio da areia utilizada no concreto e a Figura 20 da areia utilizada no compósito.

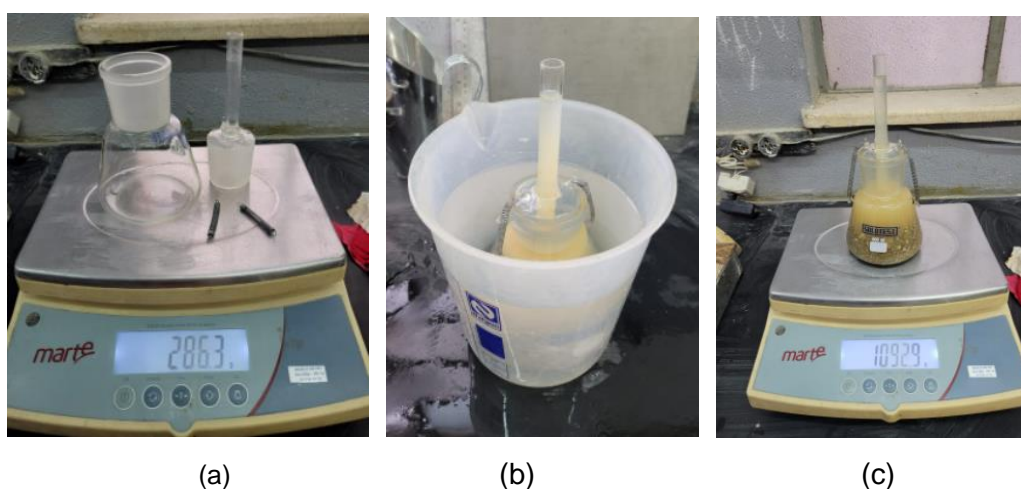


Figura 19 - Fotos retiradas durante o ensaio para a determinação da massa específica e absorção de água da areia utilizada no concreto. (a) Peso do frasco, antes de acrescentar 500g de areia. (b) Frasco preenchido com a areia e a água, colocado em banho de água à temperatura constante, por 1 hora. (c) Peso do conjunto após 1 hora de banho em água, depois de completado a água na marca de 500ml (determinando mD).

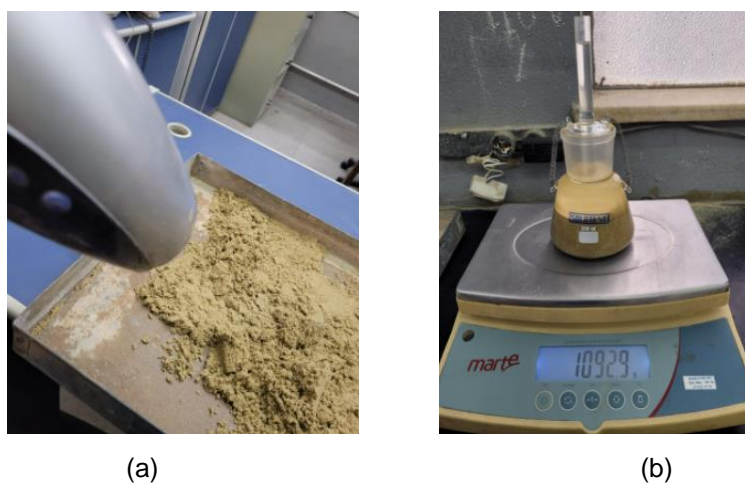


Figura 20 – Etapas durante o ensaio da determinação da densidade e da absorção de água da areia utilizada no compósito. (a) Fase de secagem da areola até atingir a condição saturada superfície seca (b) Pesagem após uma hora de banho em água.

Na Tabela 8, encontram-se os valores obtidos para a caracterização da areia utilizada no compósito e para a areia utilizada no concreto. Para a dosagem se utiliza a massa específica na condição saturada superfície seca da areia, logo serão utilizados os valores de 2,63 g/cm<sup>3</sup> para a areia utilizada no concreto e 2,62 g/cm<sup>3</sup> para a areia utilizada no compósito.

Além da sua massa específica outros dados importantes para sua dosagem é seu teor de água e a sua absorção de água, pois estes fatores também influenciam na quantidade de água que deve ser colocada na mistura, visto que a areia deve estar na condição saturada superfície seca.

Para absorção de água, foi utilizada a Equação 6, conforme a NBR 16916 (2021) e os valores calculados estão na Tabela 8:

$$abs = (mB - mA) \times 100 / mA \quad (6)$$

Para o cálculo do teor de umidade da areia, foi utilizada a equação 7 do teor da umidade presente na NBR 6467 (2006) - versão corrigida (2009). E os resultados encontrados estão na Tabela 8.

$$h = \frac{mi - mf}{mf - mc} \times 100 \quad (7)$$

Tabela 8 – Dados da caracterização da areia utilizada no compósito e areia utilizada no concreto.

	<b>Areia do compósito</b>	<b>Areia do concreto</b>
<b><math>\rho_s</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,60	2,61
<b><math>\rho_{sss}</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,62	2,63
<b>Abs (%)</b>	0,81	0,66
<b>Teor de umidade (%)</b>	0,17 ± 0,06	0,06 ± 0,01
<b>Massa unitária do agregado (kg/m<sup>3</sup>)</b>	1429,27	1651,03
<b>Módulo de finura (%)</b>	0,66	3,10
<b>Dimensão máxima característica do agregado (mm)</b>	0,3	6,3

### 2.1.3.2 Determinação da massa unitária da areia

A determinação da massa unitária da areia foi calculada com base na NBR 16972 (2021). O material foi colocado em um recipiente vazio, evitando a segregação do agregado e foi nivelado a camada superficial para se determinar a massa do recipiente com o conteúdo. Para se determinar o volume do frasco, conforme explicado pela norma, o frasco é preenchido com água e então calculado o volume  $V$  do frasco dividindo a massa de água necessária para encher o recipiente por sua densidade. A massa unitária do agregado é a massa do agregado dividido pelo seu volume. O seu resultado está na Tabela 8.

### 2.1.3.3 Granulometria da areia utilizada no concreto

O ensaio para a determinação da granulometria foi realizado com base na NBR NM 248 (2001), com peneiras definidas pela NBR NM ISSO 3310-1 (2010).

Segundo a NBR NM 248 (2001), o módulo de finura é a soma das porcentagens retidas acumuladas em massa de um agregado, nas peneiras da série normal, dividida por 100. A norma define a dimensão máxima característica (DMC) do agregado correspondente a abertura nominal, em milímetros, da malha da peneira de série normal ou intermediária, na qual o agregado apresenta uma porcentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5% em massa. Logo o módulo de finura é 3,10% e a dimensão máxima característica desta areia é 6,3 mm.

Com os resultados do ensaio foi elaborado um gráfico (Figura 21) representativo da variação granulométrica da areia lavada utilizada nesta pesquisa para a fabricação do concreto, onde é possível observar os limites da zona utilizável superior e inferior citadas pela norma NBR 7211 (2022).

De acordo com a NBR 7211 (2022), as areias que possuem módulo de finura entre os limites de  $1,55 < MF < 2,2$  são classificadas como finas (zona utilizável inferior), entre  $2,2 < MF < 2,9$  como médias (zona ótima) e de  $2,90 < MF < 3,5$  como grossas (zona utilizável superior). Logo, de acordo com os resultados obtidos esta areia está classificada como grossa, na zona utilizável superior.

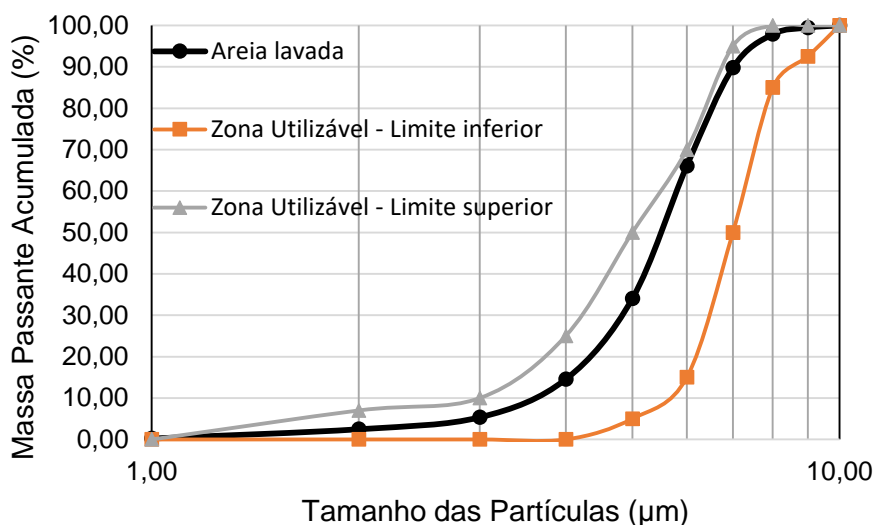


Figura 21 – Curva granulométrica do agregado miúdo (areia lavada)

#### 2.1.3.4 Granulometria da areia utilizada no compósito

A granulometria da areia peneirada foi realizada da mesma forma que a areia lavada, com base na NBR NM 248 (2001). Os resultados encontrados para o módulo de finura foi 0,66% e a sua dimensão máxima característica (DMC) foi de 0,3 mm.

A Figura 22 mostra a curva granulométrica da areia utilizada para desenvolver o compósito do tipo SHCC. Esta areia peneirada não é utilizada para desenvolver concreto, desta maneira, está fora do limite da NBR 7211 (2022), como já esperado visto que para o desenvolvimento do SHCC é utilizada uma areia bem mais fina.

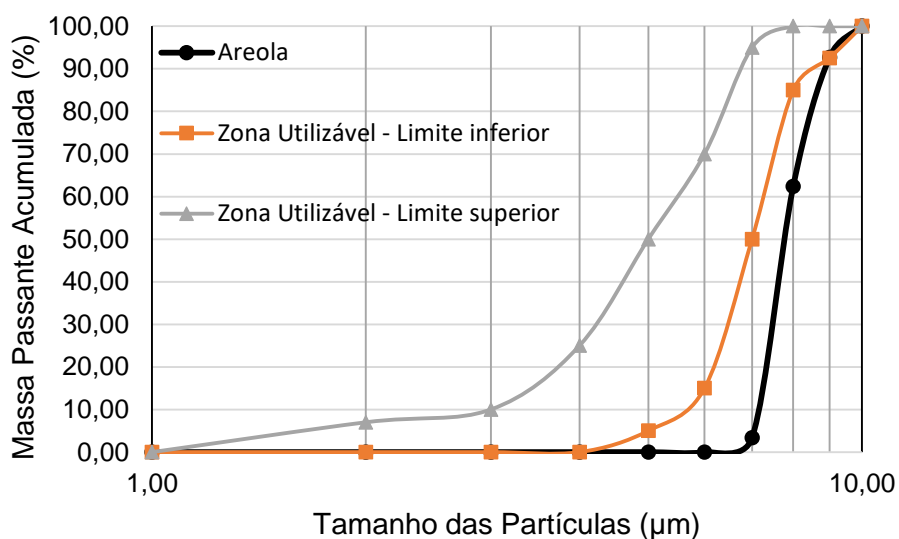


Figura 22 - Curva granulométrica do agregado miúdo (areola peneirada)

#### 2.1.4 Agregado graúdo

Foi utilizada para fazer os corpos de prova de concreto uma brita com diâmetro máximo de 19 mm.

##### 2.1.4.1 Densidade e absorção de água da brita

Conforme a NBR 16917 (2021), foram realizados os ensaios para a determinação da massa específica da brita e a sua absorção de água. Os resultados estão descritos na Tabela 9, assim como, os demais dados da caracterização da brita.

Tabela 9 - Dados da caracterização da brita.

Propriedade	Valor
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,66 ± 0,01
$\rho_{sss}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,67 ± 0,00
Abs (%)	0,46 ± 0,14
Massa unitária do agregado (kg/m <sup>3</sup> )	1527,5
Módulo de finura (%)	6,9
Dimensão máxima característica do agregado (mm)	19



#### 2.1.4.2 Determinação da massa unitária

A massa unitária da brita foi determinada de acordo com a NBR 16972 (2021). O resultado está na Tabela 11.

#### 2.1.5 Granulometria da brita

A granulometria da brita foi realizada da mesma maneira que da areia, com base na ABNT NBR NM 248 (2001). A Figura 23 mostra a curva granulométrica da brita. De acordo com os resultados, o módulo de finura é de 6,90% e a sua dimensão máxima característica é de 19 mm.

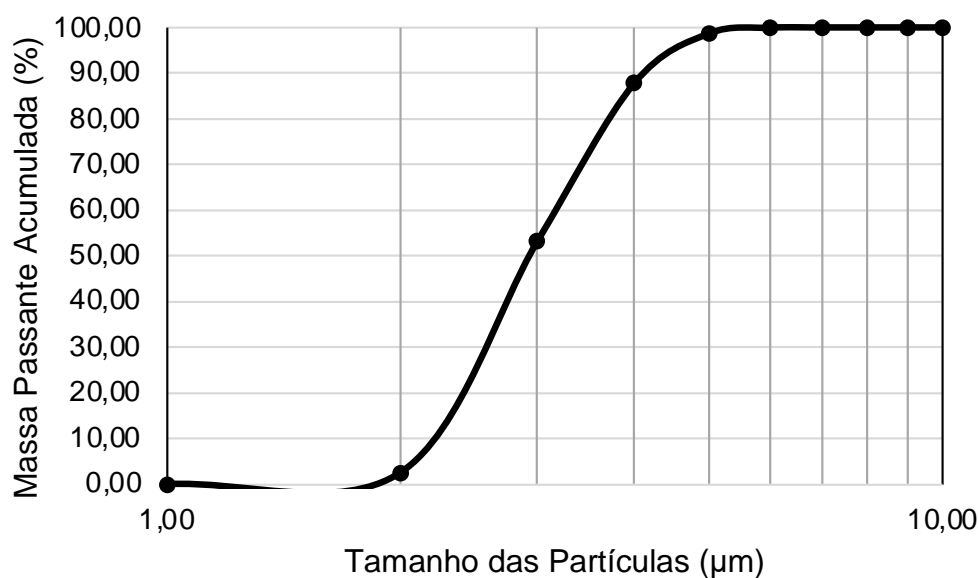


Figura 23 – Curva granulométrica da brita

#### 2.1.6 Fibra de PVA

Foram utilizadas as fibras de PVA de 8 e 12 mm, fabricadas pela Kuraray Co, ambas com a mesma massa específica (1,31 g/cm<sup>3</sup>). As propriedades físicas e mecânicas fornecidas pelo fabricante estão listadas na Tabela 10.

Tabela 10 - Propriedades da fibra de PVA

Propriedades	Fibra de PVA	
Comprimento (mm)	8	12
Diâmetro ( $\mu\text{m}$ )	40	40
Razões de aspecto	200	300
Densidade ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1,31	1,31
Módulo de elasticidade (GPa)	41	41
Resistência a tração (MPa)	1560	1560
Alongamento (%)	6,5	6,5

### 2.1.7 Superplastificante

Foram utilizados dois superplastificantes. Primeiramente, o VEDACIT Pro - Aditivo Superplastificante com base melamina (Figura 24), com densidade de  $1,12 \text{ g}/\text{cm}^3$ . A quantidade de água deste superplastificante é 79,4%, dado fornecido pelo fabricante.

A quantidade de água do superplastificante (SP) é importante para que seja descontada na dosagem e garantir que não altere o fator água/materiais cimentícios (fa/mc), já que somente a parte sólida do SP reage com a mistura para aumentar a sua trabalhabilidade.



Figura 24 - Superplastificante utilizado nos ensaios

Com o propósito de aumentar ainda mais a trabalhabilidade, foi utilizado para as últimas misturas do compósito outro superplastificante, o GLENIUM 51 BASF, com maior poder de dispersão das partículas. Seus dados retirados de sua ficha técnica encontram-se na Tabela 11.

Tabela 11 – Dados técnicos do superplastificante.

<b>Teste</b>	<b>Especificação</b>	<b>Unidade</b>
<b>Aparência</b>	Líquido branco turvo	Visual
<b>pH</b>	5 a 7	-
<b>Densidade</b>	1,067 a 1,107	g/cm <sup>3</sup>
<b>Viscosidade</b>	< 150	cps
<b>Função</b>	Aditivo superplastificante de terceira geração para concreto	
<b>Base química</b>	Éter policarboxílico	
<b>Aspecto</b>	Líquido	
<b>Cor</b>	Branco turvo	

Para o superplastificante GLENIUM 51 BASF foram realizados dois ensaios de caracterização, uma para identificar seu teor de água e o outro seu ponto de saturação. O ensaio de teor de água foi realizado com três amostras diferentes do SP, medindo sua massa inicial e final. Após a completa evaporação de toda a água do SP na estufa, foi verificado que o seu teor de água é 73,13%. A Tabela 12 mostra os valores obtidos no ensaio do teor de água deste aditivo.

Tabela 12 – Resultados obtidos no ensaio de determinação do teor de água do superplastificante GLENIUM 51 BASF.

<b>Teor de água (%)</b>	<b>Desvio Padrão (%)</b>
73,13	0,23

Para determinar o ponto de saturação do GLENIUM 51 BASF, foi realizado o ensaio de escoamento pelo funil de Marsh, com base na NBR 7681-2 (2013), com uma pasta de cimento e metacaulinita na proporção de 1:1. O método consiste em medir o tempo necessário para que 1 litro da pasta escoe pelo funil (Figura 25). O ponto de saturação foi avaliado através da curva tempo de escoamento x porcentagem de sólidos no material cimentício.

Vale ressaltar que o ponto de saturação é aquele em que a pasta não apresenta mais redução no tempo de escoamento, já que qualquer adição a mais de superplastificante além do ponto de saturação não contribui para que aumente a dispersão das partículas de cimento. Foi realizado o ensaio em 3 tempos, 5, 10 e 20

min. Após a pasta ser produzida na argamassadeira, foi colocada no funil de Marsh nos tempos citados e medido o tempo de escoamento.

Os valores encontrados estão na Tabela 13 e com eles foi realizado o gráfico (Figura 26) do teor do superplastificante versus tempo de escoamento. Assim, pela análise dos resultados foi determinado o ponto de saturação do SP de 3,2% para o material cimentício estudado, ponto em que houve a maior redução no tempo de escoamento da pasta.



Figura 25 – Foto retirada durante o ensaio do ponto de saturação do superplastificante.

Tabela 13 - Resultados obtidos pelo ensaio do ponto de saturação do superplastificante GLENIUM 51 BASF.

<b>Teor do SP</b>	<b>Tempo de escoamento (s)</b>		
	5 min	10 min	20 min
<b>2,60%</b>	65,07	72,97	88,95
<b>3,00%</b>	16,3	17,09	20,63
<b>3,20%</b>	12,87	13,61	15,06
<b>3,30%</b>	22,68	23,2	23,19
<b>3,40%</b>	24,26	23,75	24,76
<b>4,00%</b>	16,1	16,67	16,93

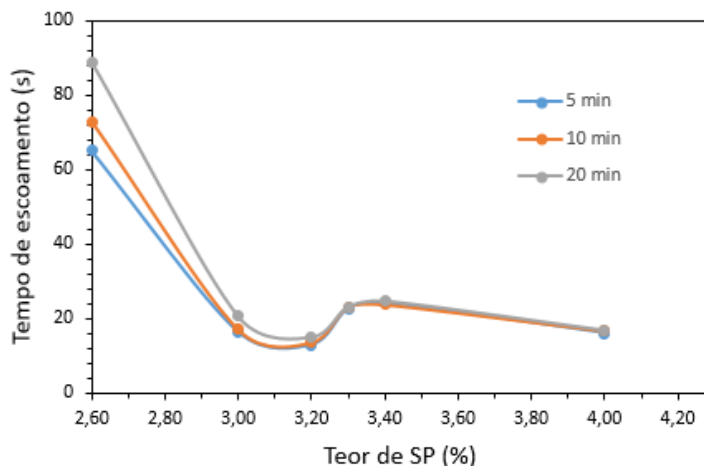


Figura 26 - tempo de escoamento x teor de SP em função da massa de material cimentício.

### 2.1.8 Aditivo polimérico para melhorar a aderência do reparo

Foi utilizado em uma mistura de reparo o aditivo polimérico Sika Chapisco Plus, o qual proporciona alta aderência em chapiscos e argamassas em diversos substratos. O aditivo é um líquido branco o qual tem como base química polímeros estirenados e acetato de vinila, densidade de aproximadamente 1,0 kg/L e valor de pH: 6,0-8,0, de acordo com os dados do fornecedor.

## 2.2 **Produção das misturas e conjunto reparado**

### 2.2.1 Compósitos

Foram realizadas 8 misturas diferentes de compósitos cimentício reforçados com fibras curtas de PVA. Nas quatro primeiras misturas (M01, M02, M03, M04) foi variado o teor de metacaulinita (metacaulinita/cimento (MK/c) iguais a 0; 0,8; 1; 1,5). Nas misturas foram utilizados um teor de s/mc igual a 0,40 e a/mc igual a 0,53. Como reforço foram utilizadas fibras curtas de PVA de 12mm de comprimento e como superplastificante o VEDACIT PRO.

A partir da mistura (M03), a qual possui elevado teor de metacaulinita (com 50% de substituição parcial do cimento) e apresentou um bom desempenho mecânico, foram produzidas mais 4 diferentes misturas (M3.1, M3.2, M3.2-F, M3.2-S) a fim de explorar outros parâmetros que influenciam no desempenho dos compósitos, como a redução do fator água/material cimentício (fa/mc), redução do comprimento da fibra de PVA e redução do teor de areia (s/mc) na mistura.

Dessa forma, foi analisado a redução do fator a/mc de 0,53 para 0,46 (M3.1) e 0,36 (M3.2). A mistura M3.2 foi fabricada com o superplastificante GLENIUM e os outros parâmetros não foram alterados.

Utilizando-se a mistura M3.2 como base, foram desenvolvidas outras duas misturas, a mistura M3.2-F, que utilizou como reforço a fibra de PVA com 8 mm de comprimento, e a mistura M3.2-S, que utilizou um fator s/mc igual a 0,35 e fibra de PVA com 12 mm de comprimento.

A dificuldade em reduzir o fator a/mc aconteceu devido à grande absorção de água provocada pela metacaulinita na pasta cimentícia, porém, com a mudança do superplastificante e com os ensaios realizados do ponto de saturação deste aditivo foi possível reduzir o fator a/mc para 0,36 e garantir uma melhor resistência e desempenho do compósito utilizando o traço na proporção de 1:1 de metacaulinita e cimento (mistura M03).

A Tabela 14 mostra os traços de cada mistura e a quantidade de cada material em kg/m<sup>3</sup>.

Tabela 14 - Traços das misturas e quantidade de cada material em kg/m<sup>3</sup>.

Misturas	Proporção dos materiais			Ingredientes, kg/m <sup>3</sup>					
	MK/c <sup>1</sup>	s/mc <sup>2</sup>	a/mc <sup>3</sup>	c	MK	s	A	SP <sup>4</sup>	PVA <sup>5</sup>
M01	0	0,40	0,53	992,58	0	397,03	526,07	0 <sup>A</sup>	26
M02	0,8	0,40	0,53	538,3	430,64	387,58	514,22	14,53 <sup>A</sup>	26
M03	1	0,40	0,53	483,08	483,08	386,46	512,73	14,49 <sup>A</sup>	26
M04	1,5	0,40	0,53	384,47	576,7	384,47	510,08	14,42 <sup>A</sup>	26
M3.1	1	0,40	0,46	518,49	518,49	414,79	477,01	15,55 <sup>A</sup>	26
M3.2	1	0,40	0,36	578,48	578,48	462,78	416,5	37,02 <sup>B</sup>	26
M3.2-F	1	0,40	0,36	578,48	578,48	462,78	416,50	37,02 <sup>B</sup>	26
M3.2-S	1	0,35	0,36	591,64	591,64	414,15	425,98	37,87 <sup>B</sup>	26

<sup>1</sup>MK/c: metacaulinita/cimento; <sup>2</sup>s/mc: areia/material cimentício; <sup>3</sup>a/mc: água/material cimentício; <sup>4</sup>SP: superplastificante; <sup>5</sup>PVA: fibras de PVA; <sup>A</sup>Superplastificante VERACIT Pro e

<sup>B</sup>Superplastificante GLENIUM.

#### 2.2.1.1 Produção das misturas

Para a produção dos compósitos foram realizados os cálculos para a dosagem de cada mistura e separado a quantidade certa de cada componente. Foram

colocados o cimento, a metacaulinita e a areia na argamassadeira de 20L, procurando homogeneizar os componentes sólidos de acordo com a Figura 27– (a), depois foi colocado aproximadamente 75% da água acionando o misturador na velocidade baixa (velocidade 1). É verificado o fundo da argamassadeira para garantir que todo o material sólido foi misturado com a água. O superplastificante foi acrescentado e depois foi colocado a quantidade de água restante, aumentando a velocidade do misturador para 2, misturando por mais 5 min para o aditivo começar a fazer efeito. A fibra foi então acrescentada lentamente, utilizando a velocidade 2 da argamassadeira, o tempo de adição foi de aproximadamente 2 min. A Figura 27 mostra fotos retiradas durante a fabricação dos compósitos.

Primeiramente, foi produzida a mistura com maior teor de metacaulinita, a M04, com a proporção de 1 cimento para 1,5 de metacaulinita e 2% em volume de fibras curtas de PVA, para que fosse possível fixar o fator de água/ material cimentício ( $a/mc$ ). Diante da alta capacidade da metacaulinita em absorver a água, a partir da mistura M04, foi definido o fator  $a/mc$  considerando a quantidade mínima de água para que fosse viável a realização da moldagem em termos de trabalhabilidade, com a quantidade máxima do aditivo superplastificante VERACIT Pro.

Dessa maneira, foi possível realizar a mistura com o fator  $a/mc$  de 0,53, sendo mantido este mesmo fator  $a/mc$  nos traços seguintes. Para a mistura M04 foi observado que o compósito apresentou uma quantidade insignificante de grumos e uma maior consistência. A Figura 28 mostra o aspecto da mistura M04 antes e após a adição de 2% em volume da fibra de PVA de 12mm.



Figura 27 – (a) Mistura dos componentes sólidos na argamassadeira. (b) Aspecto da mistura antes da adição de mais água. (c) Aspecto da mistura após a adição de água.



Figura 28 – (a) Aspecto da mistura M04 antes da adição de fibra. (b) Aspecto da mistura M04 com a adição de 2% de fibra de PVA (12mm).

Para a segunda mistura produzida (M03), foi colocada a proporção de 1 cimento para 1 de metacaulinita. Após pronta a pasta cimentícia, foi observado que não havia a presença de grumos e apresentou boa consistência. A Figura 29 mostra o aspecto da mistura M03 antes e após a adição da fibra.

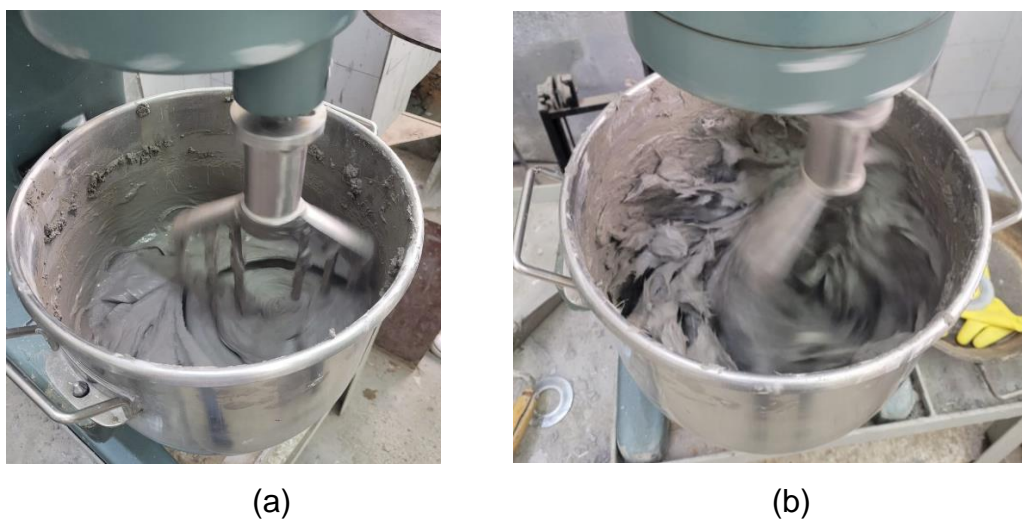


Figura 29 - (a) Aspecto da mistura M03 sem a adição de fibra. (b) Aspecto da mistura M03 com a adição de 2% de fibra de PVA (12mm).

Posteriormente, foi realizada a moldagem da mistura M02, com a proporção de cimento: metacaulinita de 1:0,8. Este traço ficou mais fluido que a M03, não houve a presença de grumos e apresentou boa trabalhabilidade para a moldagem. A Figura 30 mostra o aspecto do compósito M02 antes e após a colocação da fibra.





Figura 30 – (a) Aspecto da mistura M02 sem a adição de fibra (b) Aspecto da mistura M02 com a adição de 2% de fibra de PVA (12 mm).

A quarta moldagem foi a mistura M01, com o mesmo traço das outras, porém sem a metacaulinita, somente com cimento, areia, fibra de PVA de 12mm e água. Nesta mistura não foi utilizado o superplastificante como as outras, pois como não tinha a metacaulinita, ela ficou naturalmente muito fluida, utilizando o mesmo fator  $a/mc$  de 0,53. Foi observada a presença de bastante grumos e consistência bastante fluida. A Figura 31 mostra o aspecto da mistura M01 após a adição da fibra.



Figura 31 - Aspecto da mistura M01 com a adição de 2% de fibra de PVA (12mm).

Após estas 4 moldagens. Foi escolhida a mistura M03 para melhorar suas propriedades reduzindo o seu  $fa/mc$  para 0,46 (M3.1) e 0,36 (M3.2, M3.2-F, M3.2-S) e realizando mais quatro novas misturas.

A mistura M3.1 tem o mesmo traço da M03, porém foi reduzido o máximo possível o  $f_a/mc$  para 0,46. Esta mistura não houve a presença de grumos e tinha o mínimo de trabalhabilidade possível para realizar a moldagem. Pela Figura 32 é possível observar o aspecto da mistura M3.1.



Figura 32 – mistura M03.1 com a adição de 2% de fibra de PVA (12mm).

Como a mistura M3.1 ficou bem difícil de moldar pela sua pouca trabalhabilidade, para as misturas M3.2, M3.2-F, M3.2-S foi utilizado o superplastificante GLENIUM 51 BASF, na tentativa de melhorar a consistência destes compósitos.

Pela Figura 33 observa-se o aspecto das últimas três novas misturas. A Figura 33-a mostra a mistura M3.2 com a adição de 2% em volume de fibra de PVA de 12mm, a qual foi reduzido somente o fator água/material cimentício (de 0,53 para 0,36). A Figura 33-b mostra o aspecto da mistura M3.2-S, na qual reduziu-se a quantidade de areia (com a relação areia/material cimentício de 0,40 para 0,35). Já a Figura 33-c mostra a foto do ensaio de consistência da mistura M3.2-F onde é possível observar o aspecto do compósito, para esta mistura variou-se o comprimento da fibra de PVA de 12mm (utilizada na mistura M03) para 8 mm (utilizada na mistura M3.2-F).

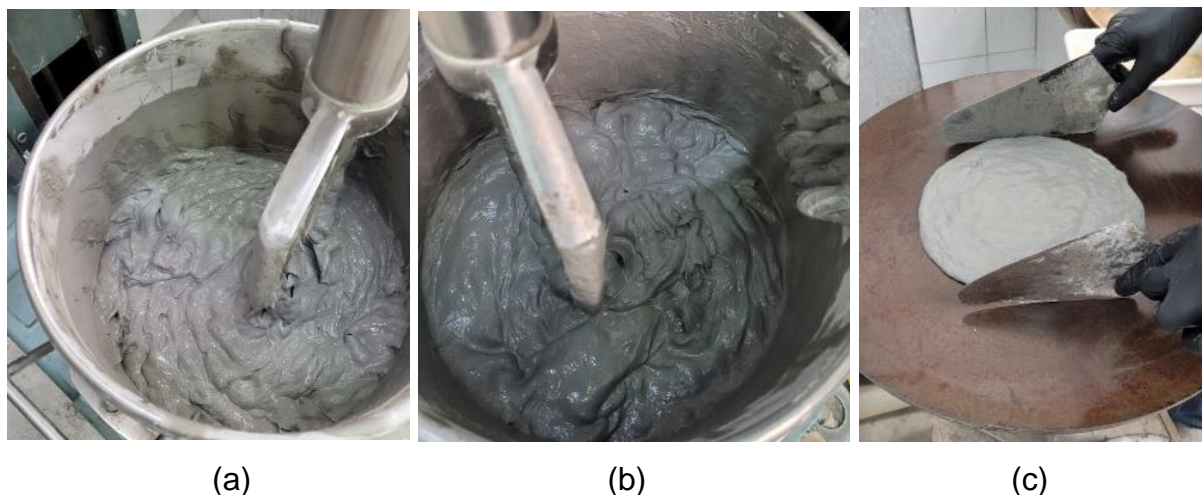


Figura 33 – (a) Mistura M3.2 com a adição 2% em volume de fibra PVA -12mm. (b) Mistura M3.2-S com a adição de 2% em volume de fibra PVA – 12 mm. (c) Mistura M3.2-F com a adição de 2% em volume de fibra PVA – 8 mm.

#### 2.2.1.2 Moldagem e cura

A moldagem foi realizada em formas metálicas, para o ensaio de flexão foram utilizados dois tipos de formas, uma forma quadrada de 40 x 40 cm com quatro divisores colados na posição correta, conforme a primeira foto da Figura 34, para produzir corpos de prova de 40 cm de comprimento, 6 cm de largura e 1,25 cm de espessura e formas retangulares de 40 x 6 x 1,25 cm (comprimento x largura x espessura). Para o ensaio de compressão dos compósitos foi utilizado formas metálicas cilíndricas de 5 x 10 cm (altura x diâmetro).

Primeiramente, foi colocado o óleo desmoldante nas formas para facilitar a desmoldagem, depois foi aplicado o compósito fresco em três camadas, com o auxílio do soquete, que contribuiu para a uniformização e retirada de vazios excessivos, os quais prejudicam a resistência, por fim foi utilizada uma régua para o rasamento da superfície do corpo de prova. A Figura 34 mostra as formas utilizadas no preparo dos corpos de prova para realizar os ensaios de flexão e compressão.



Figura 34 - Formas utilizadas no preparo dos corpos de prova do SHCC com fibra fibras curtas de PVA.

Durante as primeiras 24 horas os corpos de prova ficaram em um microclima (conforme a última imagem da Figura 34) para não perder a umidade, cobertos com um filme plástico. Após 24 horas da moldagem, é realizada a desmoldagem com todo o cuidado para não perder nenhum corpo de prova, identificados cada um, e depois são colocados em uma câmara úmida, imersos em água.

Alguns corpos de prova ficaram na câmara úmida por 7 dias e outros por 28 dias, de acordo com cada data de ensaio. Foram moldados 3 corpos de prova para ensaios de compressão, 4 para ensaios de flexão, 5 para ensaios de tração e 3 para os ensaios de massa específica no estado endurecido, absorção de água e índice de vazios. Para as amostras com 7 dias de cura foram realizados os ensaios de compressão e flexão e para os de 28 dias foram realizados os ensaios de compressão, flexão, tração, massa específica, absorção de água e índice de vazios.

### 2.2.2 Concreto

Foram preparados dois tipos de concretos para serem reparados, o de maior resistência com cerca de 28 MPa (C1) e o de menor resistência com cerca de 19MPa (C2). O de menor resistência foi utilizado para representar estruturas da década de 80 as quais utilizavam concretos com resistência de 18MPa.

O concreto de menor resistência possui as mesmas proporções em massa do concreto de maior resistência, porém com um fator água/cimento mais elevado. Todos os corpos de prova foram moldados em formas de aço cilíndricas de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

Primeiramente, foram realizados os cálculos da dosagem e separadas as quantidades em massa de cada componente para a moldagem dos corpos de prova

de concreto. As formas foram preparadas com óleo desmoldante para facilitar a desmoldagem. Todo o material foi misturado na betoneira de 400L (Figura 35), com base na NBR 5738 (2015). A Tabela 15 mostra o traço em kg/m<sup>3</sup> de cada material utilizado na produção dos corpos de prova para ambos os concretos (C1 e C2).



Figura 35 – Betoneira utilizada para a concretagem.

Após preparada a mistura do concreto e realizados os ensaios no estado fresco, foi colocada a mistura de concreto fresca em camadas de volumes aproximadamente iguais nos moldes cilíndricos e realizado o adensamento mecânico com a utilização de uma mesa vibratória para cada camada, com o devido cuidado para que o concreto preenchesse todos os recantos da forma homogeneamente. Após a última camada foi feito o rasamento da superfície com a borda do molde utilizando colher de pedreiro e régua metálica.

Tabela 15 - Traço em kg/m<sup>3</sup> do concreto para realizar os corpos de prova

<b>Traço (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cimento</b>	<b>Areia</b>	<b>Brita</b>	<b>Água</b>
<b>C1</b>	415	781	917	205
<b>C2</b>	414	778	913	228

Com os corpos de prova preparados, eles foram deixados em uma superfície plana, em um microclima cobertos com plástico e copos de água ao redor para manter a umidade do ambiente e garantir a cura por 24 horas. Após 24 horas, foi feita a

desmoldagem com todo o cuidado para não danificar os corpos de prova, e foram identificados e colocados no tanque com água, na câmara úmida, por 28 dias.

### 2.2.3 Conjunto Reparado

Com os corpos de prova de concreto preparados, após 28 dias de cura e depois de capeados com pasta de cimento para garantir o nivelamento do CP, foi registrado as medidas dos diâmetros e altura com a ajuda de um paquímetro para, então, ser aplicado os danos de 80% e 50%, de acordo com a média das resistências à compressão dos corpos de prova. Foram utilizados 3 corpos de prova para verificar a resistência média.

O dano foi aplicado na máquina de compressão axial aplicando carga até o valor de 80% e 50% da carga de pico. Após aplicado o dano, no dia posterior foi realizado o reparo nos corpos de prova com dano de 50%, 80% e sem danos. Para a aplicação do reparo, foi utilizado um tubo de PVC de 15 cm de diâmetro externo (e 14,4 cm de diâmetro interno) e isopor de 5 mm de espessura para ajustar a espessuras das camadas de reparo em volta do CP de concreto, produzindo corpos de prova reparados com camada de 2,2 cm e camada de 1,7 cm. Para garantir a mesma espessura de camada em volta da amostra, foi utilizado tocos de madeiras cortados com as dimensões de 2,2cm e 1,7cm para garantir uma camada uniforme de reparo (Figura 36).

Foram reparados 36 corpos de prova de concreto com a mistura M03F, sendo 8 corpos de prova com o núcleo de concreto sem estar danificado e reparo de espessura de 2,2 cm, 8 corpos de prova com dano de 80% da carga de pico e reparo de 2,2 cm, 8 corpos de prova com o dano de 50% da carga de pico e reparo de 2,2 cm e 4 corpos de prova com dano de 50% e reparo de 1,7 cm.

Posteriormente, foi estudado o reparo utilizando o aditivo polimérico Sika Chapisco Plus para melhorar a aderência do reparo ao núcleo de concreto, utilizando o concreto de menor resistência, assim, foram reparados mais 4 corpos de prova com dano de 80% sem o aditivo e 4 corpos de prova com dano de 80% utilizando o aditivo na proporção aditivo/água de 1/3.

A Tabela 16 mostra de forma mais simplificada o programa experimental realizado para os concretos a serem reparados.

Tabela 16 – Programa experimental do conjunto reparado.

Número de CP	Idade dos ensaios de compressão (dias)	Espessura da camada do reparo (cm)	Resistência do núcleo de concreto (MPa)	Núcleo de concreto
8	7 e 28	2,2	28	sem dano
8	7 e 28	2,2	28	com dano de 80%
8	7 e 28	2,2	28	com dano de 50%
4	28	1,7	28	com dano de 50%
4	28	2,2	19	com dano de 80%
4	28	2,2 <sup>1</sup>	19	com dano de 80%

<sup>1</sup> Aditivo polimérico na proporção 1/3 (aditivo/água)

A Figura 36 são fotos retiradas durante o processo de produção do reparo com o SHCC, com uma camada de espessura de 2,2 cm (sem o isopor em volta) e a camada de 1,7cm (com isopor de 5 mm de espessura). O compósito foi aplicado em volta dos CP de concreto para realizar o reparo.



Figura 36 – Imagens da preparação do conjunto reparado.

Na primeira 24 horas após a moldagem, os corpos de prova ficaram em um microclima para não perder a umidade. No dia seguinte, foi realizada a desmoldagem e colocadas as amostras na câmara úmida por 7 e 28 dias para realizar os ensaios de compressão axial.

Antes de realizar os ensaios de compressão axial, os corpos de prova reparados foram nivelados em uma retificadora para garantir o seu nivelamento e evitar a concentração de tensões, como é possível observar na Figura 37.



Figura 37 – Corpos de prova capeados.

## 2.3 Procedimentos experimentais

### 2.3.1 Propriedades no estado fresco

#### 2.3.1.1 Compósito

Após a produção dos compósitos foi realizado os ensaios no estado fresco. O ensaio de consistência foi realizado em uma mesa para índice de consistência, conforme a NBR 7215 (2019). Apesar de não haver norma para a determinação do índice de consistência de compósitos com fibras, foi utilizada a NBR 13276 (2016) a qual trata da determinação do índice de consistência de argamassas de assentamento e revestimento de paredes e tetos.

Inicialmente, o compósito foi colocado no molde troncocônico em três camadas com alturas aproximadamente iguais e em cada camada foram aplicados, respectivamente, quinze, dez e cinco golpes com o soquete, para distribuir o material uniformemente. Após aplicada as camadas, é feita uma uniformização do compósito com a régua rente à borda do molde.

Depois de limpar qualquer partícula em volta do molde, o molde troncocônico é retirado e a manivela da mesa é girada para que a mesa suba e caia 30 vezes em 30 segundos, de maneira uniforme, feito pelo mesmo operador. Após a última queda da mesa, é medido o espalhamento do compósito através de seu diâmetro e o índice de consistência é a média do diâmetro. A Figura 38 mostra fotos retiradas durante o ensaio.





Figura 38 - Etapas do ensaio de consistência

Para o ensaio da determinação da massa específica do compósito no estado fresco é colocada a mistura em um reservatório cilíndrico de 400ml, em três camadas com alturas aproximadamente iguais e em cada camada foram aplicados golpes com soquete de forma que pudesse preencher completamente o reservatório com o compósito, evitando a formação de vazios. Após o preenchimento uniforme do compósito, foi realizado o rasamento passando a régua rente à borda do reservatório para que fique uniforme, depois é medido o peso deste reservatório, conforme observado na Figura 39. Não esquecendo, antes de realizar este processo, de zerar a balança com o peso do reservatório cilíndrico vazio.



Figura 39 - Ensaio de determinação da massa específica do compósito no estado fresco (mistura M03).

### 2.3.1.2 Concreto

Após preparado o concreto, foi determinado o abatimento do tronco do cone ou teste *slump* da amostra fresca, com base nas normas NM 67 e NBR 16889 (2020), conforme mostra a Figura 40, referente a imagens retiradas durante a concretagem

de C1, e a Figura 41, referente a concretagem de C2, onde as imagens (a) mostram a realização dos ensaios do abatimento (*slump test*), e as imagens (b) mostram as fotos retiradas durante o ensaio de massa específica no estado fresco.

Para o ensaio da massa específica no estado fresco, foi colocado o concreto fresco em um reservatório cilíndrico metálico de 8 litros, conforme a Figura 40-b e Figura 41-b, sendo preenchido em três camadas com alturas aproximadamente iguais e aplicados, em cada camada, golpes com soquete metálico de forma que pudesse preencher completamente o reservatório com o concreto, de forma homogênea e evitando a formação de vazios.



(a)



(b)

Figura 40 – (a) Teste de abatimento do concreto ou Slump Teste do concreto C1 (b) Determinação da massa específica no estado fresco do concreto do concreto C1.



(a)



(b)

Figura 41 – (a) Teste de abatimento do concreto ou Slump Teste do concreto C2 (b) Determinação da massa específica no estado fresco do concreto do concreto C2.

Após o preenchimento do reservatório, foi pesado o material descontando o peso do próprio reservatório. Com a massa de concreto, em kg, e sabendo o volume do reservatório (8 litros), a massa específica ( $\rho$ ), em kg/L, no estado fresco é calculado através da divisão da massa pelo volume ( $\rho = m/V$ ).

### 2.3.2 Propriedades Físicas

#### 2.3.2.1 Compósito e Concreto

Para obter as propriedades físicas no estado endurecido dos compósitos e concretos, como a massa específica, absorção de água e porosidade, comumente monitoradas no controle tecnológico de misturas cimentícias, foram realizados os ensaios conforme a NBR 9778 (2005), versão corrigida de 2009. Para cada mistura, foram produzidos de 3 a 4 corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm (concreto) e 5 x 10 cm (compósitos), que ficaram 28 dias na câmara úmida para a realização deste ensaio.

A massa específica, absorção de água e a porosidade foram obtidas através do cálculo entre os valores de massa seca, massa saturada com superfície seca e massa imersa. Primeiramente, foi registrada a massa na condição seca ( $m_s$ ), após 72 horas em estufa a temperatura de  $105 \pm 5$  °C. Depois, a massa saturada ( $m_{sat}$ ) dos corpos de prova, que foram obtidas após serem colocadas as amostras imersas em água por 72 horas e com um pano úmido foi enxugado a sua superfície para então ser pesados e aferida a massa na condição saturada superfície seca de cada CP. Em seguida, foi obtida a massa imersa ( $m_i$ ) colocando o corpo de prova no cesto de arame imerso em água ligado a uma balança para obter a sua massa imersa.

As equações utilizadas para o cálculo da absorção de água (Equação 13), índice de vazios ou porosidade (Equação 14), massa específica da amostra seca (Equação 15), massa específica da amostra saturada (Equação 16) e massa específica real (Equação 17) retiradas da norma estão descritas abaixo, com elas foi possível obter as propriedades físicas de cada mistura de SHCC.

$$Aa = \frac{m_{sat} - m_s}{m_s} \times 100 \quad (13)$$

$$Iv = \frac{msat - ms}{msat - mi} \times 100 \quad (14)$$

$$\rho_s = \frac{ms}{msat - mi} \quad (15)$$

$$\rho_{sat} = \frac{msat}{msat - mi} \quad (16)$$

$$\rho_r = \frac{ms}{ms - mi} \quad (17)$$

Onde:

$msat$  é a massa da amostra saturada em água após 72 horas de imersão (g);

$ms$  é a massa da amostra seca após 72 horas em estufa (g);

$mi$  é a massa do corpo de prova imerso em água (g);

$Aa$  é a absorção de água (%);

$Iv$  é o índice de vazios ou porosidade (%);

$\rho_s$  é a massa específica seca em estufa (g/cm<sup>3</sup>);

$\rho_{sat}$  é a massa específica saturada na condição superfície seca (g/cm<sup>3</sup>);

$\rho_r$  é a massa específica real (g/cm<sup>3</sup>).

### 2.3.3 Propriedades Mecânicas

#### 2.3.3.1 Flexão no compósito

Os ensaios de flexão nos compósitos foram realizados na máquina de ensaio da INSTRON com capacidade de 100 KN. O ensaio foi realizado com um vão de 30 cm e pontos de aplicação de cargas distante 10 cm de cada apoio, conforme mostra a Figura 42, com corpos de prova de dimensões de 40 x 6 x 1,25 cm (comprimento x largura x espessura). A velocidade utilizada pela máquina foi de 0,3 mm/min. No meio do vão foi utilizado um deflectômetro para a leitura da deflexão da placa, à medida que a força era aplicada.

Após o corpo de prova estar corretamente posicionado na máquina de ensaio, é ajustado o deflectômetro para medir a flecha, conforme a Figura 43. Com os dados obtidos pelo *software* do equipamento, que envolve a força, a flecha no meio do vão

da placa, e as medidas da placa, é possível calcular as tensões e elaborar as curvas tensão x deflexão para cada corpo de prova. A Equação 18 mostra o cálculo da tensão à flexão atuante no corpo de prova.

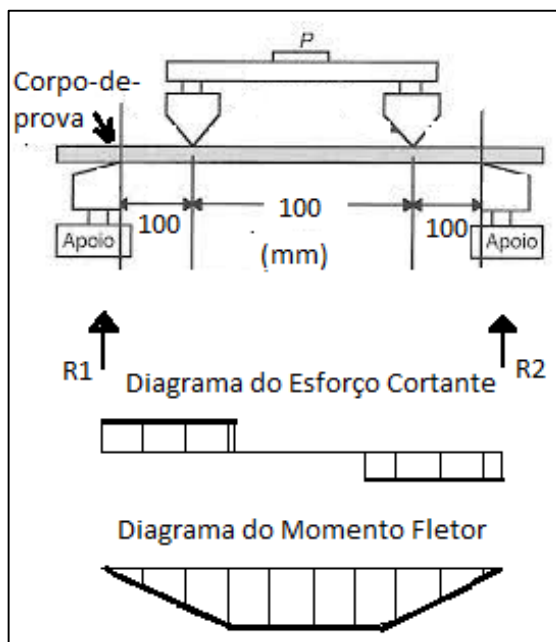


Figura 42 – Distâncias utilizadas no ensaio de flexão

$$\sigma_M = \frac{M \times y}{I_z} = \frac{6 \times 50 \times P}{L} \times e^2 \quad (18)$$

Onde: P- Força aplicada; L- Largura da amostra; e - espessura da amostra

Pelas Figura 43 e Figura 44, é possível observar a máquina de ensaio INSTRON na realização do ensaio de flexão.



Figura 43 - Máquina de ensaio INSTRON realizando ensaio de flexão.



Figura 44 - Ensaio de flexão com o corpo de prova rompido.

### 2.3.3.2 Compressão axial no compósito

A maioria dos ensaios de compressão axial dos compósitos foram realizados na máquina de ensaio da empresa INSTRON, no laboratório de Engenharia Civil da UERJ. Antes de realizar os ensaios de compressão, foi necessário realizar o capeamento dos corpos de prova com pasta cimentícia, para nivelar a sua superfície e evitar concentração de tensões no momento de realização do ensaio.

Para a realização dos ensaios, os corpos de prova foram centralizados no prato inferior da prensa com auxílio dos círculos concêntricos de referência para cada rompimento.

A célula de carga utilizada na máquina de ensaio Instron suporta uma carga de até 100kN e foi configurada no sistema para realizar o ensaio a uma velocidade de 0,06 mm/min. A maioria dos ensaios de compressão axial dos compósitos foram realizados nesta máquina de ensaio, pois eles tinham capacidade de carga inferior ao limite da célula de carga, atingindo a resistência de até 50MPa, com exceção de alguns corpos de prova das misturas M3.2, M3.2-F e M3.2-S, os quais passaram deste limite.

Na máquina de ensaio da Instron, foi utilizado um extensômetro no corpo de prova (CP) com base de leitura igual a 5 cm, posicionado no terço médio da altura do CP, conforme é possível observar na Figura 45, através dele foi possível retirar todos os valores aferidos da deformação até o valor de 1%. Através do *software* da máquina do ensaio, foi possível retirar os dados em relação a carga aplicada (F) e deformação

(aferida pelo extensômetro). O cálculo da tensão ( $\sigma$ ) é igual à carga aplicada (F) sobre a área (A) da seção transversal da amostra ensaiada ( $\sigma = F/A$ ).

Dessa forma, com dados gerados foi possível obter a curva tensão x deformação de cada amostra, onde é verificada a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, obtido pela inclinação da curva até o ponto equivalente a 30% da carga máxima, de cada corpo de prova.



Figura 45 - Realização do ensaio de compressão do compósito na máquina de ensaio Instron.

Alguns corpos de prova das misturas M3.2, M3.2-F e M3.2-S possuíam resistência acima do limite de 100kN da máquina de ensaio da Instron, precisando ser rompidos em outra máquina de ensaio, a mesma máquina de ensaio utilizada para romper os corpos de prova de concreto, fabricada pela Forney, do laboratório de Engenharia Civil da UERJ, a qual possui capacidade de carga de até 100 toneladas. Pela Figura 46 é possível observar a máquina de ensaio utilizada para romper os corpos de prova de maior resistência, esta foto foi retirada durante o ensaio de compressão axial da mistura M3.2-F.



Figura 46 – Corpo de prova da mistura M3.2-F sendo rompido na máquina de ensaio da empresa Forney.

Para estes compósitos, primeiramente, 2 corpos de prova foram rompidos na máquina de ensaio da empresa Forney para verificar a resistência média, e outros 3 corpos de prova foram separados para obter o módulo de elasticidade, cujo teste foi realizado na máquina de ensaio Instron, com o carregamento até 30% da carga máxima.

### 2.3.3.3 Ensaio de tração direta no compósito

Foi realizado o ensaio de tração direta para caracterizar a mistura M3.2-F, na máquina de ensaio da empresa INSTRON. Antes da realização do ensaio, a região de fixação da garra foi lixada para garantir o seu nivelamento e uma fixação uniforme da garra. No centro do corpo de prova foi utilizado o extensômetro, com base de leitura igual a 5 cm e a velocidade de ensaio foi de 0,1 mm/min.

Como este tipo de ensaio apresenta grande dificuldade de ser realizado, pois qualquer desalinhamento da amostra com o eixo de aplicação de carga pode gerar tensões de flexão ou de torção, gerando uma ruptura prematura da amostra, foram ensaiadas cinco amostras.

Finalmente, após a realização do ensaio, os dados em relação a carga aplicada (F) e deformação (aferida pelo extensômetro) foram extraídos do *software* da máquina do ensaio, para então elaborar as curvas tensão vs. deformação de cada amostra e analisar os resultados.



Pela Figura 47 é possível observar uma foto retirada durante a realização do ensaio e a configuração da máquina de ensaio.



Figura 47 – Realização do ensaio de tração no compósito M03F.

#### 2.3.3.4 Tração por compressão diametral do concreto

Foi realizado o ensaio de tração por compressão diametral, baseado na NBR 7222 (2011), dos corpos de prova de concreto, que fizeram parte do núcleo do conjunto reparado, na máquina de ensaio da empresa INSTRON. A resistência a tração por compressão diametral é calculada de acordo com a equação 20. Este ensaio foi realizado para a melhor caracterização dos corpos de prova de concreto os quais foram posteriormente reparados. A Figura 48 mostra uma foto da execução do ensaio e outra foto dos corpos de prova rompidos.

$$f_{t,d} = 2 \times F / \pi \times d \times L \quad (20)$$

Onde:

$F_{t,d}$  – Resistência a tração por compressão diametral (Mpa)

F - Carga máxima obtida no ensaio (N)

d – Diâmetro do corpo de prova (mm)

L – Altura do corpo de prova (mm)



Figura 48 - Ensaio de compressão diametral dos corpos de prova de concreto.

### 2.3.3.5 Compressão axial do concreto e do conjunto reparado (concreto-compósito)

O ensaio de compressão do concreto e do conjunto reparado foi realizado com base na NBR 5739 (2018), com a velocidade de ensaio de 0,45MPa/s. Para os corpos de prova de concreto e para o conjunto reparado aos 7 dias de cura o ensaio foi realizado na máquina de compressão axial fabricada pela Forney, do laboratório de Engenharia Civil da UERJ, com célula de carga com capacidade de até 100 toneladas, a Figura 49 mostra a foto desta prensa.



Figura 49 – Foto da prensa utilizada no laboratório de Engenharia Civil da UERJ.

Já para o conjunto reparado, aos 28 dias, os ensaios foram realizados no laboratório da empresa Tecnocon – Serviços Técnicos de Engenharia LTDA, localizado no município de São Gonçalo, no estado do Rio de Janeiro. Foram utilizadas duas prensas com indicador digital, na primeira (prensa 05) foi possível

utilizar o extensômetro para aferir as deformações do corpo de prova a qual possuía uma célula de carga com capacidade de 40tf, a segunda prensa utilizada (prensa 01) não possuía extensômetro, porém era capaz de obter a resistência de corpos de prova de até 60tf.

A primeira prensa (prensa 05) era do fabricante Solero, modelo HBL-2107 e seu extensômetro utilizado foi fabricado pela empresa Dinateste. Já a segunda prensa (prensa 01) era do fabricante Emic, modelo HBL-2107. A Figura 50 mostra as fotos das prensas no laboratório TECNOCON, da esquerda para direita, a primeira foto é da prensa 05 a qual é possível utilizar o extensômetro e a segunda foto é da prensa 01.



Figura 50 – Fotos das duas prensas (prensas 05 e 01, respectivamente, da esquerda para direita) utilizadas no laboratório TECNOCON.

### 3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 3.1 Propriedades dos compósitos

##### 3.1.1 Propriedades físicas no estado fresco

As propriedades do estado fresco das misturas de compósitos estão apresentadas na Tabela 17, a qual mostra os valores médios e o respectivo desvio padrão entre parênteses de cada mistura obtido no ensaio de consistência e a massa específica no estado fresco.

Tabela 17 – Propriedades no estado fresco das misturas de SHCC.

Misturas	MK/c	Fa/mc	Estado Fresco	
			Índice de consistência (mm)	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )
<b>M01</b>	0	0,53	295,00 (1,00)	1,86
<b>M02</b>	0,8	0,53	200,67 (0,58)	1,83
<b>M03</b>	1,0	0,53	170,67 (5,86)	1,77
<b>M04</b>	1,5	0,53	175,67 (1,53)	1,82
<b>M3.1</b>	1,0	0,46	134,67 (0,58)	1,89
<b>M3.2</b>	1,0	0,36	200,67 (3,06)	1,93
<b>M3.2-F</b>	1,0	0,36	234,67 (4,51)	1,99
<b>M3.2-S</b>	1,0	0,36	224,67 (4,16)	1,91

Ao analisar a variação do teor de metacaulinita nas misturas M01, M02, M03 e M04, as quais variaram o teor de MK/c em 0; 0,8; 1 e 1,5, foi possível observar a redução da fluidez (medida pela consistência) à medida que foi aumentando o teor de metacaulinita na mistura, mesmo com o uso de SP nas misturas, indicando maior compacidade da mistura com o aumento de metacaulinita.

Em relação a massa específica no estado fresco, foi observado uma redução da massa específica com o aumento do teor de metacaulinita, provavelmente explicado pela menor massa específica da metacaulinita em relação a massa específica do cimento.

Já ao analisar a influência do fator água/material cimentício (fa/mc) nas misturas (M03, M3.1 e M3.2), foi observada a redução da consistência da mistura M3.1, em reação a mistura M03, a qual o fa/mc reduziu de 0,53 para 0,46. Como já era esperado, a redução do fa/mc na mistura influenciou na redução da sua fluidez, aumentando, assim, a sua compacidade. No entanto, ao analisar a mistura M3.2 com

$fa/mc=0,36$ , foi verificado um efeito contrário, o aumento da consistência, devido, provavelmente, ao uso de um superplastificante com maior poder de dispersão das partículas. Em relação a massa específica, como esperado, foi observado o aumento da massa específica com a redução do  $fa/mc$  devido ao aumento da compacidade das misturas.

Em relação a influência do comprimento da fibra, ao analisar as misturas M3.2 e M3.2-F, foi observado o aumento da consistência ou da fluidez, quando foi reduzido o comprimento da fibra de 12mm para 8mm, aliado a isto também foi observado o aumento da massa específica.

Cunha (2019) ao estudar o efeito da adição de fibras de aço, polipropileno, vidro e carbono em concretos leves, também observou uma correlação entre a razão de aspecto da fibra e a trabalhabilidade da mistura, observando que quanto maior foi a razão de aspecto da fibra, maior área superficial, menor trabalhabilidade dos compósitos ao se manter o  $fa/mc$ . Da mesma forma como foi observado nesta pesquisa, em que a redução do comprimento da fibra aumentou a fluidez e a trabalhabilidade da mistura.

Em relação a redução da proporção areia/materiais cimentícios (areia/mc) das misturas M3.2 e M3.2-S, as quais apresentam a proporção areia/mc de 0,40 e 0,35 respectivamente, foi observado o aumento da consistência e a redução da massa específica com a redução da quantidade de areia da mistura.

### 3.1.2 Propriedades físicas no estado endurecido

A Tabela 18 mostra os valores médios e o respectivo desvio padrão entre parênteses das propriedades físicas no estado endurecido de cada mistura de SHCC.

Ao analisar a influência do teor de metacaulinita nas misturas (M01-M04), observa-se uma redução das massas específicas no estado endurecido, principalmente a massa específica seca, com o aumento do teor de metacaulinita na mistura. Como já citado anteriormente, este fato é explicado devido a menor massa específica da metacaulinita em comparação a massa específica do cimento.

Tabela 18 - Valores das propriedades no estado endurecido das misturas dos compósitos (desvio padrão entre parênteses).

Misturas	MK/c	Estado Endurecido				
		Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )			Absorção de água (%)	Porosidade (%)
		Seca	Saturada	Real		
<b>M01</b>	0	1,53 (0,02)	1,93 (0,01)	2,55 (0,02)	26,29 (0,6)	40,12 (0,48)
<b>M02</b>	0,8	1,50 (0,00)	1,81 (0,01)	2,15 (0,01)	20,08 (0,19)	30,19 (0,34)
<b>M03</b>	1	1,46 (0,01)	1,82 (0,03)	2,38 (0,02)	26,48 (0,71)	38,68 (0,82)
<b>M04</b>	1,5	1,41 (0,04)	1,84 (0,05)	2,47 (0,02)	30,84 (0,2)	42,85 (0,64)
<b>M3.1</b>	1	1,61 (0,01)	1,85 (0,01)	2,12 (0,01)	14,88 (0,36)	24,00 (0,39)
<b>M3.2</b>	1	1,83 (0,01)	2,00 (0,01)	2,21 (0,02)	9,52 (0,05)	17,38 (0,14)
<b>M3.2-F</b>	1	1,75 (0,07)	1,96 (0,08)	2,21 (0,1)	11,96 (0,06)	20,90 (0,82)
<b>M3.2-S</b>	1	1,80 (0,00)	1,98 (0,01)	2,19 (0,01)	9,88 (0,15)	17,77 (0,29)

A absorção de água e porosidade também reduziram, em relação a mistura de referência (M01), para os teores de metacaulinita/cimento iguais a 0,8 (mistura M02) e 1 (mistura M03), com reduções de até 24% para a mistura M02. Porém, para o teor de metacaulinita/cimento de 1,5 (mistura M04), a porosidade e a absorção aumentaram, respectivamente, em 8% e 17%, em relação a mistura de referência (M01), provavelmente devido a menor consistência da mistura provocada pelo aumento da MK a qual levou a uma pior trabalhabilidade durante a moldagem e maior produção de vazios.

Ao analisar a influência do fator água/materiais cimentícios (misturas M03, M3.1 e M3.2), foi observado, conforme esperado, o aumento da massa específica e a redução da absorção de água e porosidade dos corpos de prova à medida que foi reduzido o fa/mc, devido ao aumento da compactidade das misturas.

Ao analisar a redução do comprimento da fibra (M3.2 e M3.2-F) de 12 mm para 8 mm, observou-se uma redução da massa específica seca e saturada, porém a massa específica real se manteve constante. Já em relação a absorção de água e porosidade, foi observado um aumento de 1,2% e 20,25%, respectivamente, em relação a mistura M3.2 com a fibra de 12 mm de comprimento, indicando o aumento da absorção de água e da porosidade com a redução da razão de aspecto da fibra e da área superficial da fibra.

Em relação ao teor de areia (M3.2 e M3.2-S), a redução do teor de areia em relação ao material cimentício de 0,40 para 0,35, provocou redução da massa específica e aumento na absorção de água e porosidade em 3,8% e 2,2%,

respectivamente, em relação a mistura M3.2 (com a razão areia/material cimentício igual a 0,40).

### 3.1.3 Propriedades mecânicas

#### 3.1.3.1 Flexão

A Tabela 19 mostra os resultados obtidos do ensaio de flexão de cada mistura de SHCC, onde é possível observar os resultados da tensão de primeira fissura, deflexão de primeira fissura, máxima tensão pós primeira fissura e deflexão máxima, com os seus respectivos desvios padrões. A tensão de primeira fissura foi determinada no ponto de aparecimento da primeira fissura visível e a deflexão máxima no ponto de ruptura dos corpos de prova.

A Figura 51 mostra os gráficos com as curvas típicas tensão-deformação das misturas M01, M02, M03 e M04 aos 7 e 28 dias de cura, para analisar a influência do teor de metacaulinita nas curvas. A Figura 52 mostra as curvas típicas tensão-deformação das misturas M03, M3.1 e M3.2 aos 7 e 28 dias de cura, para verificar a influência do teor de água nas misturas. Já a Figura 53 mostra as curvas típicas tensão-deformação das misturas M3.2, M3.2-F e M3.2-F aos 7 e 28 dias, em que muda o comprimento da fibra e teor de areia/material cimentício na mistura.

Os resultados mostraram, conforme observados nas curvas tensão-deformação, um comportamento dúctil das misturas estudadas, com alta capacidade de deflexão e múltipla fissuração.

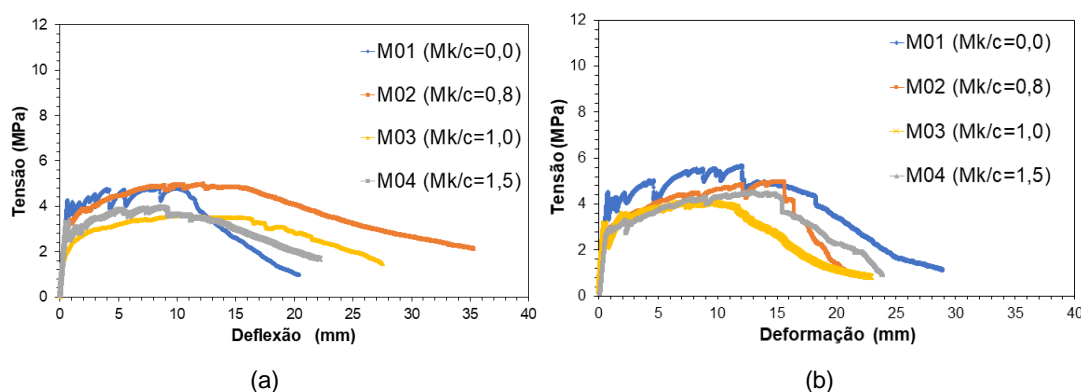


Figura 51 – Gráfico das curvas tensão equivalente vs. deflexão das misturas M01-M04 (a) aos 7 e (b) 28 dias.

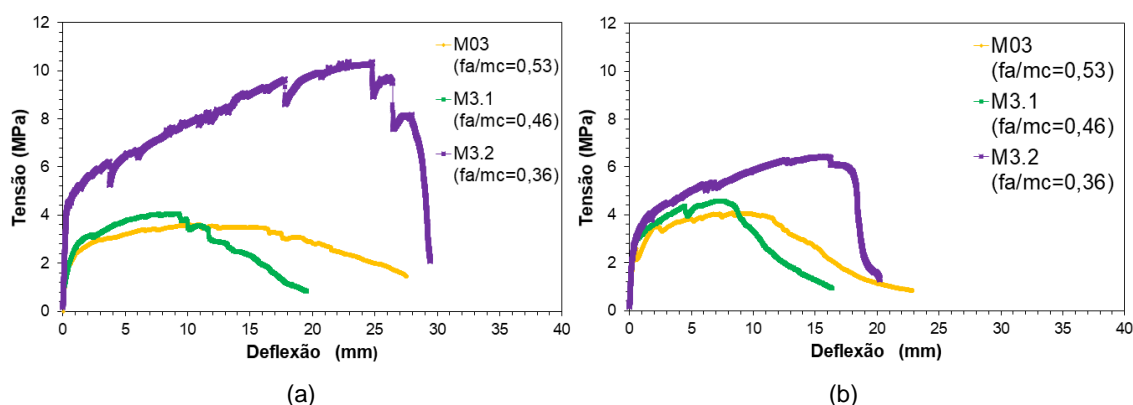


Figura 52 - Gráficos do ensaio de flexão das misturas M03, M3.1 e M3.2 (a) aos 7 dias (b) aos 28 dias.

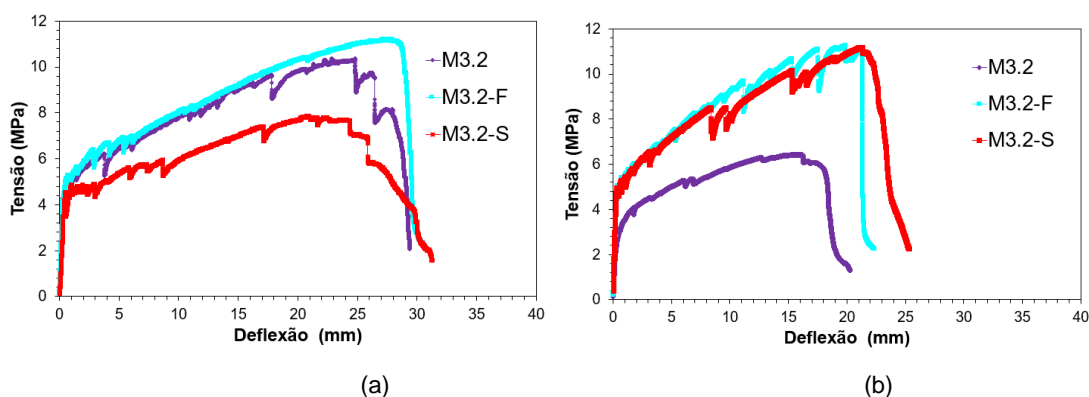


Figura 53 - Gráficos do ensaio de flexão das misturas M3,2, M3.2-F e M3.2-S (a) aos 7 dias (b) aos 28 dias.

#### a) Efeito do teor da metacaulinita

Ao analisar a influência do teor de metacaulinita nas misturas (M01-M04), foi verificado uma redução na tensão de primeira fissura (com uma redução máxima de 32%, aos 7 dias, e 30,5%, aos 28 dias, para mistura M03) e máxima tensão pós primeira fissura (com redução máxima de 28%, aos 7 dias, para a mistura M04 e 39%, aos 28 dias, para mistura M03).

Em relação a deflexão de primeira fissura, foi observado um aumento de 47% (M02), 172% (M03) e 0% (M04) aos 7 dias, e 105% (M02), 16% (M03) e 30% (M04) aos 28 dias, em relação a mistura de referência (M01). Este aumento foi mais expressivo para a mistura M02, a mistura M03 apresentou aumento mais expressivo na idade de 7 dias e um menor aumento aos 28 dias enquanto a mistura M04 não apresentou alteração aos 7 dias e somente aumentou aos 28 dias.



Tabela 19 - Resultados do ensaio de flexão, com o desvio padrão entre parênteses.

Misturas	Ensaio de flexão							
	Tensão de primeira fissura (MPa)		Deflexão de primeira fissura (mm)		Máxima tensão pós primeira fissura (MPa)		Deflexão máxima (mm)	
	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
<b>M01</b>	3,81 (0,41)	3,94 (0,50)	0,53 (0,10)	0,56 (0,06)	5,04 (0,29)	5,90 (0,41)	13,17 (0,61)	16,78 (3,11)
<b>M02</b>	2,81 (0,52)	3,15 (0,58)	0,78 (0,22)	1,15 (0,34)	4,61 (1,16)	4,92 (1,22)	16,09 (8,10)	16,63 (4,73)
<b>M03</b>	2,59 (0,25)	2,74 (0,40)	1,44 (0,90)	0,65 (0,12)	3,71 (0,23)	3,62 (0,38)	17,93 (1,18)	14,17 (2,62)
<b>M04</b>	2,92 (0,33)	2,79 (0,27)	0,53 (0,03)	0,73 (0,40)	3,65 (0,68)	4,12 (0,65)	13,40 (1,37)	15,61 (0,41)
<b>M3.1</b>	2,17 (0,26)	2,76 (0,27)	0,51 (0,09)	0,40 (0,06)	4,07 (1,87)	3,81 (1,03)	10,70 (4,55)	11,22 (6,69)
<b>M3.2</b>	4,69 (0,65)	3,59 (0,72)	0,58 (0,23)	0,50 (0,08)	9,80 (1,67)	6,61 (0,45)	24,61 (5,13)	18,39 (4,71)
<b>M3.2-F</b>	5,23 (0,93)	4,98 (0,78)	0,52 (0,09)	0,63 (0,36)	10,98 (0,64)	10,16 (0,89)	28,94 (1,36)	21,06 (1,57)
<b>M3.2-S</b>	4,51 (0,52)	4,63 (0,81)	0,43 (0,06)	0,40 (0,05)	7,51 (0,79)	10,47 (0,65)	20,12 (4,92)	24,42 (2,06)

Em relação da deflexão máxima foi observado um aumento em relação a mistura de referência somente para a idade de 7 dias (M02 aumento de 22%, M03 de 37% e M04 de 2%). Já ao analisar a deflexão máxima aos 28 dias, a deflexão máxima reduziu com o aumento do teor de metacaulinita em 1% (M02), 16% (M03) e 7% (M04). A redução da ductilidade com o aumento da idade, geralmente mencionada na literatura, não foi observada neste trabalho, com as idades estudadas.

#### b) Efeito da variação do fator água/material cimentício

Ao analisar a influência da redução do fa/mc na mistura, foi verificado um maior impacto na alteração das propriedades quando foi reduzido para 0,36, onde verificou-se um aumento na tensão de primeira fissura (31% aos 28 dias) e tensão máxima pós-fissuração (83% aos 28 dias). A deflexão de primeira fissura foi reduzida para ambas as idades e teores de água em relação a mistura de referência (M03), apresentando redução de 23%, aos 28 dias para mistura M3.2, já para a deflexão máxima foi

observado um aumento máximo para a mistura M3.2 de 37%, aos 7 dias, e 30%, aos 28 dias.

Dessa maneira, nota-se que apesar da redução de água impactar negativamente a capacidade de deflexão das misturas, o uso de um superplastificante com maior poder de dispersão das partículas favoreceu a dispersão das fibras, como pode ser observado ao analisar a mistura M3.2, o que é fundamental para o funcionamento do compósito cimentício reforçado com fibras e bom desempenho de transferência de tensão das fibras.

#### c) Efeito da variação do comprimento da fibra de PVA

Ao analisar a influência do comprimento da fibra de PVA do compósito, reduzindo de 12 mm para 8 mm, foi observado um aumento na tensão de primeira fissura (39% aos 28 dias), máxima tensão pós-primeira fissura (53% aos 28 dias), deflexão de primeira fissura (26% aos 28 dias) e deflexão máxima pós-primeira fissura (15% aos 28 dias).

Vale ressaltar que o aumento da deflexão máxima pode ser justificado pelo fato de ter reduzido o comprimento da fibra e mantido o seu volume na mistura, aumentando o número de fibras que cruzam a fissura. Logo, se a fibra ainda possuir tamanho suficiente para transferir a tensão para a matriz, pode ocorrer um aumento da capacidade de deformação do compósito como o apresentado nesta pesquisa.

Dessa maneira, a redução do comprimento da fibra para 8 mm foi capaz de melhorar a capacidade de deflexão das misturas e a resistência à flexão, gerando um compósito com melhor desempenho mecânico à flexão.

#### d) Efeito da variação do teor de areia

Ao estudar o impacto da redução do teor de areia na mistura de 0,40 para 0,35 (relação areia/material cimentício), foi verificado um aumento na tensão de primeira fissura (29% aos 28 dias), máxima tensão pós-primeira fissura (57% aos 28 dias) e na deflexão máxima (33% aos 28 dias), já para a deflexão de primeira fissura foi observado uma redução de 20% aos 28 dias.

Dessa maneira, foi verificado que a redução do teor de areia na mistura aumentou a capacidade de deflexão máxima e melhorou as propriedades mecânicas à flexão do compósito. MAGALHÃES (2010) também observou em sua pesquisa o aumento da capacidade de deformação da mistura com a redução do teor de areia, explicando que este fato se deve provavelmente devido à redução da tenacidade a fratura da matriz, pois de acordo com a bibliografia, a redução da tenacidade da matriz contribui para o aumento do processo de fissuração, potencializando a ductilidade do compósito.

A Figura 54 mostra as fotos dos corpos de prova rompidos aos 7 e 28 dias, sendo possível observar o patamar de fissuração de cada mistura.



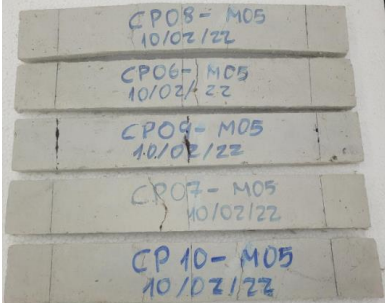

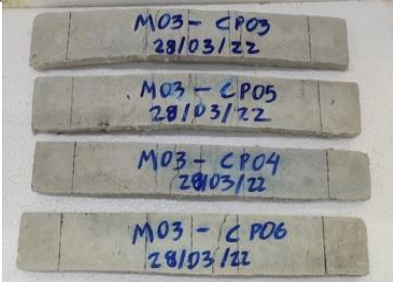

Mistura	7 dias	28 dias
M01		
M02		
M03		



Figura 54 - Patamar de fissuração das amostras utilizadas nos ensaios de flexão aos 7 e 28 dias.

### 3.1.3.2 Compressão axial

Os resultados do ensaio à compressão axial podem ser observados nos gráficos das figuras (Figura 55, Figura 56, Figura 57 e Figura 58), com as curvas típicas de tensão-deformação aos 7 e 28 dias de idade de cada compósito produzido. Pela Tabela 20 é possível observar os valores de resistência à compressão, deformação na tensão máxima e módulo de elasticidade, apresentando os valores do desvio padrão entre parênteses.

Vale ressaltar que para as misturas M3.2, M3.2-F e M3.2-S, algumas curvas típicas não estão completas pois os corpos de prova atingiram o limite da máquina de ensaio INSTRON e foram rompidos em outra máquina de ensaio que não permitia a utilização de extensômetros medidores de deformação.

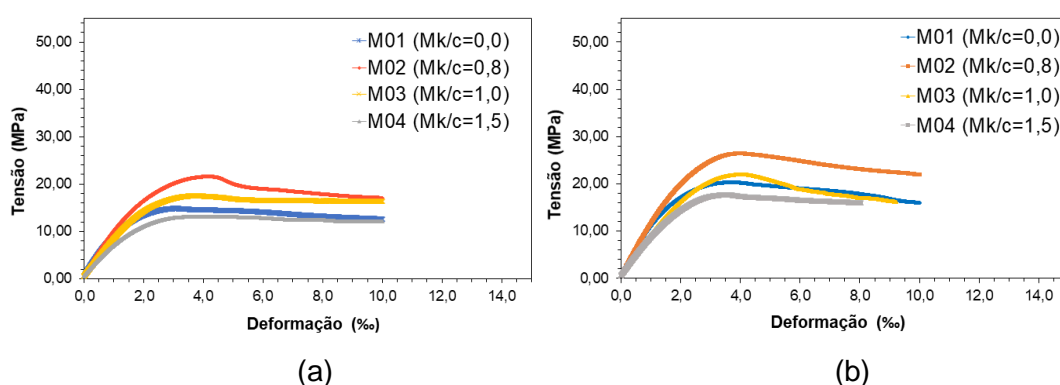


Figura 55 - Curvas tensão vs deformação obtidas nos ensaios de compressão das misturas M01- M04 (a) aos 7 e (b) 28 dias.

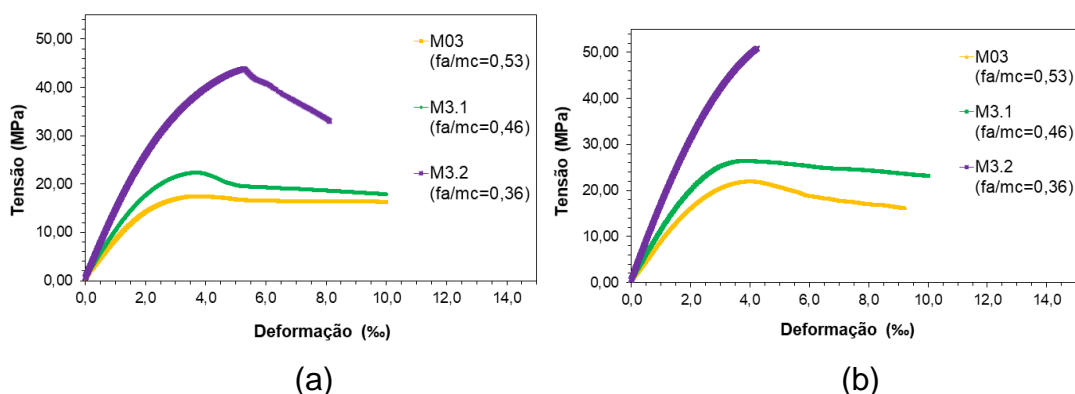


Figura 56 – Curvas tensão vs deformação obtidas nos ensaios de compressão das misturas M03, M3.1 e M3.2 (a) aos 7 e (b) 28 dias.

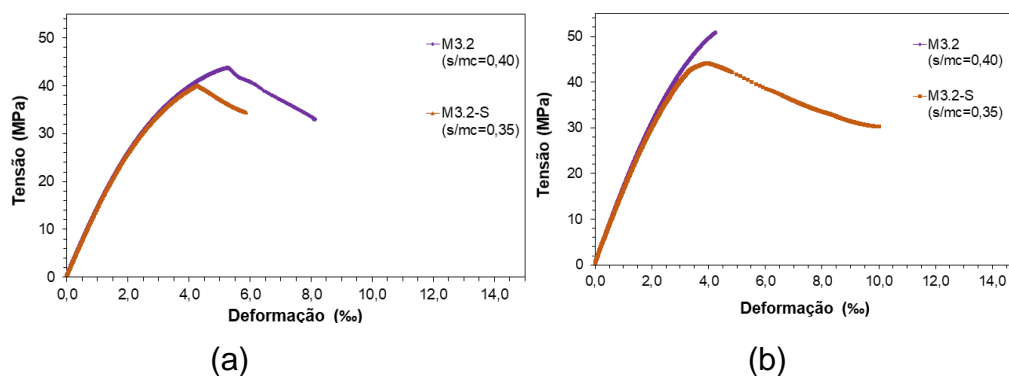


Figura 57 - Curvas tensão vs deformação obtidas nos ensaios de compressão das misturas M3.2 e M3.2-S (a) aos 7 e (b) 28 dias.

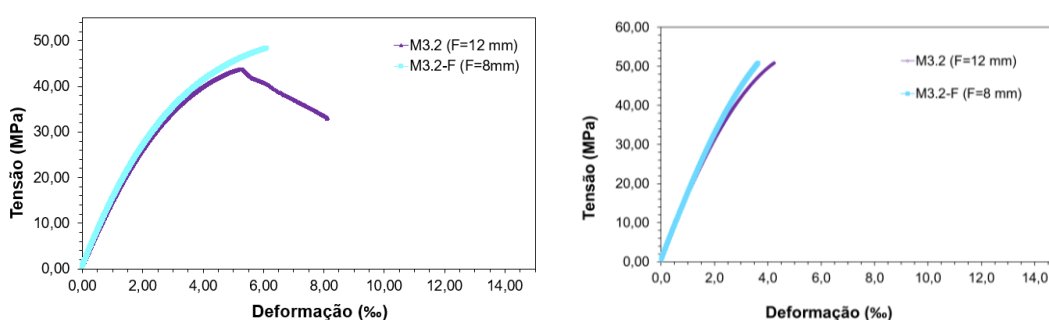


Figura 58 - Curvas tensão vs deformação obtidas nos ensaios de compressão das misturas M3.2 e M3.2-F (a) aos 7 e (b) 28 dias.

Tabela 20 - Resultados do ensaio de compressão com o desvio padrão entre parênteses

Misturas	Ensaio de compressão					
	Resistência (MPa)		Deformação na tensão máxima (‰)		Módulo de elasticidade (GPa)	
	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
<b>M01</b>	14,31 (0,49)	19,34 (1,67)	3,03 (0,12)	3,68 (0,11)	10,09 (0,07)	11,82 (0,23)
<b>M02</b>	21,39 (0,25)	26,17 (1,35)	4,07 (0,19)	3,75 (0,40)	10,12 (0,01)	11,34 (0,29)
<b>M03</b>	18,60 (1,44)	22,19 (0,24)	3,79 (0,33)	3,57 (0,39)	8,79 (0,64)	9,51 (1,13)
<b>M04</b>	13,43 (0,34)	17,11 (0,55)	3,65 (0,26)	3,71 (0,24)	6,67 (1,16)	8,33 (0,34)
<b>M3.1</b>	22,62 (0,69)	27,15 (0,74)	3,72 (0,30)	3,90 (0,08)	10,08 (3,15)	10,94 (0,20)
<b>M3.2</b>	42,70 (3,51)	49,11 (5,11)	4,77 (0,66)	3,29 (0,23)	13,28 (2,24)	16,28 (0,67)
<b>M3.2-F</b>	48,03 (6,61)	58,78 (5,39)	4,04 (2,00)	3,35 (0,33)	23,42 (7,87)	17,55 (0,37)
<b>M3.2-S</b>	41,65 (3,23)	43,86 (5,32)	4,77 (0,78)	3,60 (0,74)	14,61 (0,24)	16,14 (0,26)

a) Efeito do teor da metacaulinita

Sabe-se que entre os fatores que influenciam na resistência mecânica do concreto está a quantidade total de material cimentício e o fator água/materiais cimentício ( $F_a/mc$ ). No entanto, ao analisar as misturas com substituição parcial do cimento pela metacaulinita, aos 7 e 28 dias, foi observado maior ganho de resistência nas misturas com metacaulinita (M02-M04) em relação a mistura sem a substituição parcial dessa pozolana (M01), obtendo um aumento, em relação a mistura de referência M01, de 49% (M02), 30% (M03) e redução de 6% (M04), aos 7 dias, e aumento de 35%(M02), 15%(M03) e redução de 12%(M04) aos 28 dias.

Na análise da influência do teor de metacaulinita (MK/c) nas misturas (M01-M04), verificou-se o aumento da resistência mecânica à compressão para as misturas M02 e M03 e o teor ótimo de substituição parcial da pozolana foi para a relação de MK/c igual a 0,8 (mistura M02), na qual apresentou uma resistência mecânica de 26,17MPa aos 28 dias e um aumento na resistência de 49% e 35% aos 7 e 28 dias, respectivamente, em relação a mistura sem metacaulinita (M01). Para a mistura com substituição de MK/c igual a 1 (M03), a resistência mecânica aos 28 dias foi de 22,19 MPa, apresentando um aumento na resistência de 30% e 15% aos 7 e 28 dias, respectivamente.

Já para a mistura (M04) com a relação de MK/c igual a 1,5, ou seja, 60% de substituição da metacaulinita, apresentou uma redução na resistência à compressão de 6% e 12% aos 7 e 28 dias, respectivamente, em comparação a mistura de referência (M01), obtendo aos 28 dias a resistência de 17,1 MPa.

Este efeito provocado pela redução da resistência devido a substituição parcial do cimento por teores mais elevados de pozolana é explicado pela diluição do clínquer, pois para que haja continuidade das reações pozolânicas é necessário hidróxido de cálcio suficiente na mistura para gerar material cimentante, assim, como não há cimento o suficiente, a metacaulinita fica em excesso, ficando como inerte na mistura, pode gerar somente o efeito filler (LIMA et al., 2019).

Em relação a deformação de pico, os resultados mostraram que o aumento do teor de metacaulinita (M02-M04) deixaram a mistura mais deformável, somente aos 7 dias, em que apresentaram um aumento da deformação na tensão máxima de 34,3% a 20,5%, em relação a mistura de referência, observando um maior aumento na

deformação para a mistura M02. Contudo, este aumento não foi observado aos 28 dias, apresentando valores estatisticamente iguais.

Ao analisar o módulo de elasticidade das misturas, foi observado que o aumento do teor de metacaulinita reduziu o módulo de elasticidade das misturas (M02-M04), quando comparado com a mistura de referência (M01), principalmente para a mistura de maior teor de metacaulinita (M04) com MK/c de 1,5, em que obteve uma redução de 29,5% no módulo de elasticidade aos 28 dias. Pode-se notar que nas misturas M02 e M03, apesar do aumento na resistência mecânica, apresentaram um efeito oposto em relação ao módulo de elasticidade, com a sua redução. O resultado indica a maior deformabilidade sob carregamento das misturas com substituição parcial do cimento pela metacaulinita.

Silva (2010) explica, conforme já citado anteriormente, que o aumento da resistência mecânica provocada pela adição mineral não gera necessariamente o aumento ao módulo de elasticidade, pois apesar da adição mineral melhorar a microestrutura da zona de transição, o fator que mais influencia a um aumento do módulo de elasticidade são as características do agregado.

Na sequência do estudo, a mistura M03 foi escolhida para melhorar as suas propriedades através da redução da água, do comprimento da fibra e do teor de areia, por ser identificada como a mistura de melhor relação economia, menor impacto ambiental e desempenho mecânico frente as outras, por possuir grande teor de metacaulinita e por consequência menor volume de cimento, contribuindo para a redução da emissão de gases poluentes das indústrias cimentícias, e apresentar aumento na resistência à compressão.

#### b) Efeito da variação do fator água/material cimentício

Em relação a influência do teor de água na mistura (M03, M3.1 e M3.2), foi observado que para a redução do fa/mc de 0,53 para 0,46, na mistura M3.1, proporcionou uma resistência mecânica média de 22,62 MPa e 27,15 MPa, correspondendo a um aumento na resistência mecânica de 21,6% e 22,4% aos 7 e 28 dias, respectivamente. Já para a redução do fa/mc de 0,53 para 0,36, a mistura M3.2 atingiu uma resistência mecânica média de 42,7 MPa e 49,11 MPa,



correspondendo a um aumento na resistência mecânica de 129,6% e 121,3% aos 7 e 28 dias, respectivamente.

Não foi observado alteração na deformabilidade com a redução do fa/mc (M03, M3.1 e M3.2), apresentando valores estatisticamente iguais aos 7 e 28 dias. Em relação ao módulo de elasticidade, foi observado o aumento progressivo com a redução do fa/mc, conforme o esperado, apresentando um aumento de 51% e 71% aos 7 e 28 dias, respectivamente.

#### c) Efeito da variação do comprimento da fibra de PVA

Ao analisar a redução do comprimento da fibra de 12 mm para 8 mm, foi verificado um aumento da resistência à compressão de 12,5% aos 7 dias e 19,7% aos 28 dias, e aumento do módulo de elasticidade de 76,4% aos 7 dias e 7,8% aos 28 dias, em relação a mistura M3.2 (fibra de 12mm). Já a deformação na tensão máxima apresentou uma redução de 15,3% aos 7 dias e um aumento de 2% aos 28 dias, logo o aumento da deformação na tensão máxima apresentou valores estatisticamente iguais, em relação a referência (M3.2). Contudo, verificou-se de forma geral, a melhora nas propriedades a compressão e flexão da mistura com a fibra de 8 mm em relação a mistura com a fibra de 12 mm.

#### d) Efeito da variação do teor de areia

Na análise do teor de areia, onde foi reduzido de 0,40 para 0,35 a relação areia/material cimentício, foi verificada uma redução na resistência mecânica, em relação a mistura M3.2, de 2,6% aos 7 dias e 10,7% aos 28 dias. O módulo de elasticidade apresentou um aumento de 10,6% aos 7 dias, porém uma redução de 0,6% aos 28 dias, onde pode ser verificado valores muito similares a referência (M3.2), podendo concluir que não houve alteração no módulo de elasticidade aos 28 dias em relação a mistura com maior teor de areia. Já a deformação na tensão máxima apresentou um aumento, somente aos 28 dias, de 9,4%, em relação a mistura M3.2.

Apesar da mistura M3.2-S ter apresentado melhores propriedades mecânicas à flexão do compósito, em relação as propriedades à compressão apresentaram

valores pouco expressivos com a redução de 10,7% na resistência mecânica aos 28 dias, em relação a mistura M3.2.

Dessa maneira, foi escolhido a mistura M3.2-F para o reparo dos corpos de prova do concreto, já que foi a mistura de melhor desempenho à compressão e flexão estudada.

### 3.1.3.3 Tração direta

Devido à dificuldade de realização do ensaio de tração direta, ele foi realizado somente na mistura utilizada para o reparo (M3.2-F).

Assim, a Figura 59 mostra as curvas tensão-deformação do ensaio de tração direta dos corpos de prova da mistura M3.2-F e a

Tabela 21 mostra os resultados obtidos no ensaio de tração, onde foi possível obter a tensão máxima, tensão de primeira fissura, deformação máxima, deformação de primeira fissura e módulo de elasticidade, com seus respectivos desvios padrão entre parênteses.

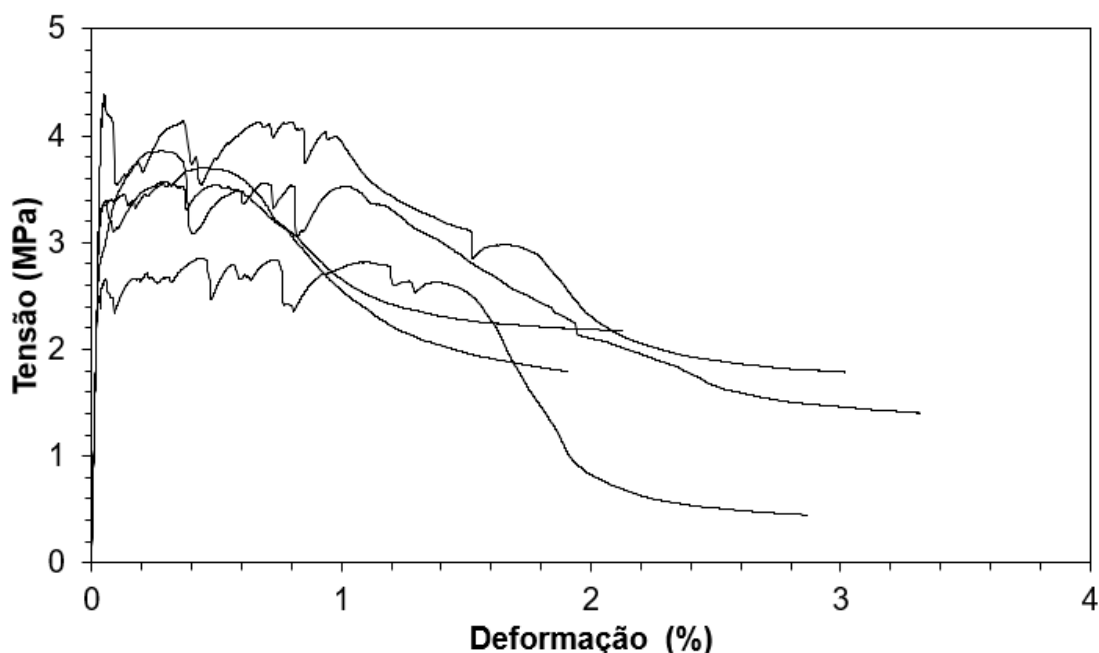


Figura 59 – Curva tensão-deformação da mistura M3.2-F.

Tabela 21 – Resultados do ensaio de tração direta.

Mistura	Tensão de primeira fissura	Deformação de primeira fissura	Tensão Máxima	Deformação máxima	Módulo de elasticidade
	(MPa)	%	(MPa)	%	GPa
<b>M3.2-F</b>	3,70 (0,48)	0,10 (0,07)	3,94 (0,39)	1,32 (0,18)	13,07 (0,39)

Pela curva tensão-deformação foi possível observar o comportamento de múltipla fissuração e enrijecimento na tração direta no regime pós-fissuração, confirmando que o material desenvolvido é um SHCC.

Os corpos de prova atingiram a resistência média à tração de  $3,94 \pm 0,39$  MPa, com módulo de elasticidade de  $13,07 \pm 0,39$  GPa. Sua tensão de primeira fissura foi  $3,70 \pm 0,48$  MPa, apresentando uma resistência de pós-fissuração (com a tensão máxima) na tração uniaxial maior que a resistência de fissuração, retratando o comportamento *strain hardening*, típico dos compósitos SHCC, o qual mantêm o carregamento após o surgimento da primeira fissura. Já a sua deformação de primeira fissura foi  $0,10 \pm 0,07$  % e a sua deformação máxima foi de  $1,32 \pm 0,18$ %, aproximadamente 130 vezes a capacidade de deformação de um concreto convencional. Pela Figura 60 é possível observar os corpos de prova rompidos.

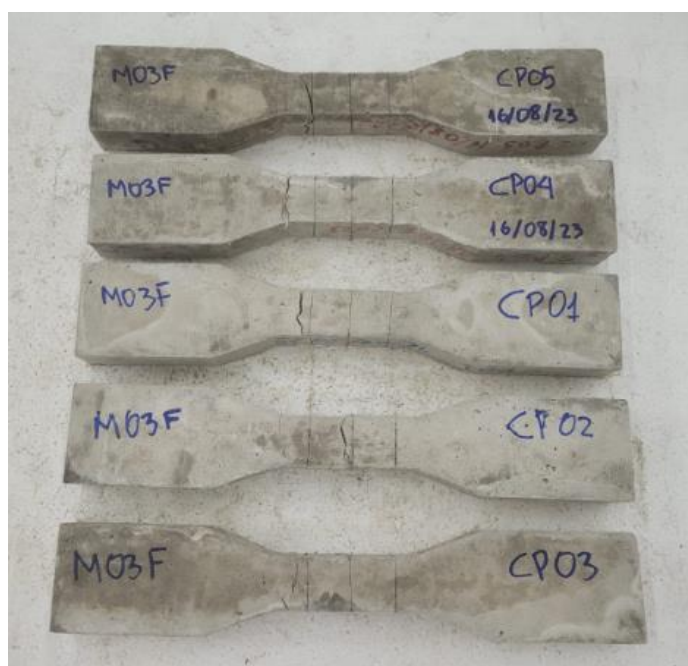


Figura 60 – Corpos de prova rompidos após o ensaio de tração direta.

## 3.2 Propriedades do concreto

### 3.2.1 Propriedades físicas

A Tabela 22 mostra as propriedades físicas no estado fresco e endurecido dos corpos de prova de concreto (C1 e C2) e do compósito utilizado para o reparo, como comparação.

Em relação as propriedades do estado fresco, foi observado que o concreto C2 de menor resistência (19 MPa aos 28 dias) obteve maior abatimento, como já esperado, devido ao seu maior teor de água, e ambos os concretos obtiveram massa específica no estado fresco bem próximas ou equivalentes.

Para as propriedades físicas no estado endurecido do concreto, foi observado a redução da massa específica e o aumento da absorção de água e porosidade para o concreto C2 de menor resistência (22,9MPa) e maior fator água/cimento.

Tabela 22 – Propriedades físicas obtidas do concreto.

	Propriedades	C1		C2		Compósito	
		Valor médio	DP	Valor médio	DP	Valor médio	DP
<b>Fresco</b>	Consistência (mm)	145		213,30		234,67	
	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,33		2,34		1,99	
<b>Endurecido</b>	Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	2,28	0,01	2,25	0,02	1,75	0,07
	Absorção de água (%)	5,85	0,02	5,93	0,03	11,96	0,06
	Porosidade (%)	13,32	0,02	14,55	0,02	20,90	0,82

### 3.2.2 Propriedades mecânicas

Para o concreto a ser reparado foi realizado o ensaio de compressão axial e o ensaio de tração por compressão diametral. A Tabela 23 mostra os resultados encontrados da resistência à compressão e à tração de cada concretagem realizada (C1 e C2) e do compósito utilizado no reparo, para efeitos de comparação. A Figura

61 mostra os gráficos da tensão-deformação dos núcleos de concreto aos 28 dias e aos 56 dias.

Observa-se, conforme esperado, que o concreto C1 possui maior resistência à compressão e à tração e o C2 menor resistência à compressão e tração. Já o compósito desenvolvido para reparar os corpos de prova de concreto possui propriedades mecânicas mais elevadas que os concretos, com resistência à compressão aos 28 dias de 59 MPa e resistência à tração de 4 MPa.

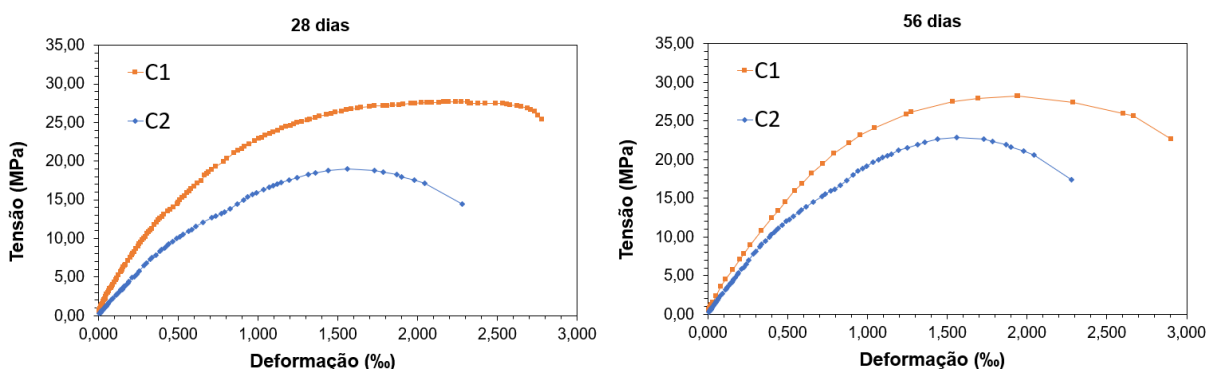


Figura 61 – Curva média dos concretos C1 e C2 aos 28 dias e aos 56 (28 +28) dias.

Tabela 23 – Propriedades mecânicas do concreto.

Material	Resistência à compressão (MPa)			Módulo de elasticidade (GPa)		Resistência à tração (MPa)
	Idade (dias)					
	28	28+7	28+28	28	28+28	28
C1	27,80 (0,88)	28,00 (0,80)	28,45 (0,81)	31,01 (0,08)	32,73 (0,26)	3,21 (0,45) <sup>1</sup>
C2	18,92 (0,77)	-	22,90 (4,40)	22,08 (0,52)	23,73 (9,30)	2,53 (0,54) <sup>1</sup>
Compósito	58,78 (5,39)	-	-	17,55 (0,37)	-	3,94 (0,39) <sup>2</sup>

<sup>1</sup>Obtido no ensaio de compressão diametral, <sup>2</sup>Obtido no ensaio de tração direta.

### 3.3 Propriedades mecânicas do conjunto reparado

#### 3.3.1 Compressão axial

A Tabela 24 apresenta a resistência mecânica aos 7 e 28 dias (idade do reparo), das amostras reparadas e do concreto de referência (sem o reparo) com seus

respectivos fatores de eficiência (FE), calculados pela divisão da resistência do corpo de prova reparado pela resistência do concreto de referência com a mesma idade. Já a Tabela 25 mostra os valores do módulo de elasticidade aos 28 dias da amostra reparada com seus respectivos fatores de eficiência. Nas tabelas também é possível observar a idade dos corpos de prova reparados e espessura (e) em centímetros da camada do reparo.

Como já explicado nos procedimentos experimentais, para as amostras reparadas foram utilizadas duas prensas. A primeira prensa (prensa 05) possuía extensômetro, porém, sua capacidade de carga não era capaz de romper os corpos de prova reparados, logo, nesta prensa foi possível utilizar o extensômetro somente para obter o módulo de elasticidade dos corpos de prova reparados. Sendo assim, os corpos de prova foram rompidos na segunda prensa, com maior capacidade de carga, a qual não possuía extensômetro. Dessa maneira, não foi possível obter a curva completa tensão-deformação dos corpos de prova reparados.

Para a nomenclatura, foi usado C1 ou C2 para o núcleo de concreto de maior e menor resistência, respectivamente, posteriormente foi classificado quanto ao dano do núcleo de concreto, sendo SD: sem dano, D50: com dano de 50% e D80: com dano de 80%. Para o lote em que foi utilizado o aditivo polimérico no reparo, foi acrescentado no final da nomenclatura as letras AP.

Os corpos de prova reparados com uma camada de 2,2 cm de SHCC (mistura M03F), sem a aplicação do dano, ou seja, o reparo no concreto original, obtiveram um aumento da resistência à compressão de 3% aos 7 dias e 19% aos 28 dias. O aumento da resistência mecânica já era esperado devido ao aumento da seção transversal da amostra. Já o módulo de elasticidade reduziu em 36% aos 28 dias, mostrando que o reparo tornou o material mais deformável.

Tabela 24 – Resistência à compressão e fator de eficiência da resistência dos diferentes compostos (concreto + reparo).

Reparo	Idade (dias)	e (cm)	Resistência (MPa)			FE
			Conjunto reparado	Concreto - fc		
				28+7	28+28	
<b>C1-SD</b>	7	2,2	28,83 (0,82)	28,00 (0,80)	-	<b>1,03</b>
<b>C1-D50</b>	7	2,2	24,72 (1,08)	28,00 (0,80)	-	<b>0,88</b>
<b>C1-D80</b>	7	2,2	30,63 (0,83)	28,00 (0,80)	-	<b>1,09</b>
<b>C1-SD</b>	28	2,2	33,82 (2,01)	-	28,45 (0,81)	<b>1,19</b>
<b>C1-D50</b>	28	2,2	34,38 (3,05)	-	28,45 (0,81)	<b>1,21</b>
<b>C1-D50</b>	28	1,7	29,24 (0,90)	-	28,45 (0,81)	<b>1,03</b>
<b>C1-D80</b>	28	2,2	35,99 (0,56)	-	28,45 (0,81)	<b>1,27</b>
<b>C2-D80</b>	28	2,2	26,64 (1,32)	-	22,9 (4,40)	<b>1,16</b>
<b>C2-D80-AP</b>	28	2,2	24,59 (0,92)	-	22,9 (4,40)	<b>1,07</b>

Tabela 25 – Modulo de elasticidade e fator de eficiência do módulo de elasticidade dos diferentes compostos (concreto + reparo).

Reparo	Idade (dias)	e (cm)	Módulo de elasticidade (GPa)		FE
			Conjunto reparado	Concreto	
<b>C1-SD</b>	28	2,2	21,01 (0,99)	32,73 (0,26)	<b>0,64</b>
<b>C1-D50</b>	28	2,2	19,92 (0,53)	32,73 (0,26)	<b>0,61</b>
<b>C1-D50</b>	28	1,7	21,85 (0,91)	32,73 (0,26)	<b>0,67</b>
<b>C1-D80</b>	28	2,2	21,89 (0,54)	32,73 (0,26)	<b>0,67</b>
<b>C2-D80</b>	28	2,2	20,50 (1,42)	23,73 (9,30)	<b>0,86</b>
<b>C2-D80-AP</b>	28	2,2	20,25 (1,81)	23,73 (9,30)	<b>0,85</b>

Para os corpos de prova com a aplicação do dano de 50%, no núcleo de concreto, e camada de 2,2 cm de reparo, foi observado uma redução na resistência à compressão de 12% aos 7 dias, porém, um aumento de 21% na resistência à compressão aos 28 dias, em relação aos corpos de prova de concreto sem o reparo na mesma idade. Já para os corpos de prova com a camada de 1,7 cm de reparo e dano de 50%, o aumento da resistência mecânica foi de 3% aos 28 dias, indicando

que o aumento da espessura do reparo impactou diretamente no aumento da resistência à compressão das amostras.

O módulo de elasticidade reduziu em 39% aos 28 dias para as amostras com a camada de 2,2 cm de reparo e 33% para as amostras com a camada de 1,7 cm, e ambas com o núcleo de concreto danificado em 50%. Assim, pode-se perceber que, ao contrário da resistência à compressão, o aumento da camada do reparo contribuiu para reduzir ainda mais o módulo de elasticidade do material. Isso ocorre, provavelmente, devido ao maior volume de compósito, que tem menor módulo de elasticidade que o concreto.

As amostras com dano de 80% e camada de 2,2 cm de reparo obtiveram um aumento da resistência de 9% aos 7 dias e 27% aos 28 dias. Já o módulo de elasticidade apresentou uma redução de 33% aos 28 dias. Este resultado mostrou valores muito similares de recuperação das amostras aos 28 dias, tanto com dano de 50% no núcleo de concreto, quanto com o dano de 80%.

Este resultado segue a mesma tendência encontrada no trabalho de Gonzalez-Libreros et al. (2019), quando utilizado o TRM-vidro, ou seja, o nível de dano não influenciou o resultado. Gonzalez-Libreros et al. (2019) estudaram o confinamento do concreto danificado confinado com dois tipos de compósitos têxteis (TRM-carbono e TRM-vidro). O dano foi aplicado até 85% e 75% da carga máxima, medidos após a ruptura do concreto, no ramo descendente da curva tensão vs. deformação. Os autores encontraram um aumento da resistência à compressão, para o TRM-carbono de 33% (concreto sem dano), 16% (concreto com dano de 85%) e redução de 1% (para o concreto com dano de 75%). Enquanto para o TRM-vidro obtiveram aumento de 15% (concreto sem dano), uma redução de 15% (concretos com danos de 75% e 85%).

Para melhor visualização dos resultados foi realizado o gráfico do fator de eficiência da resistência à compressão dos corpos de prova reparados, aos 7 e 28 dias, com 2,2 cm de camada de reparo (Figura 62).



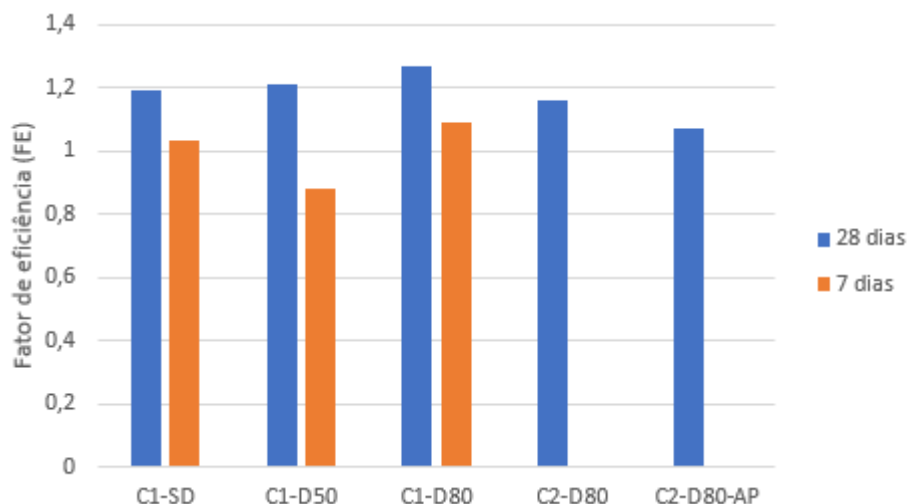


Figura 62 – Gráfico do fator de eficiência da resistência à compressão dos corpos de prova reparados com uma camada de SHCC com 2,2 cm de espessura.

Ao comparar o fator de eficiência, da resistência a compressão, dos corpos de prova com núcleo de concreto de maior resistência (C1-D80 obteve  $FE=1,27$ ) com aqueles de menor resistência (C2-D80 obteve  $FE=1,16$ ), notou-se que, com a redução da resistência do núcleo de concreto, ocorreu uma redução no fator de eficiência em 8,7%. No entanto, o FE do módulo de elasticidade de C2 teve um aumento de aproximadamente 28% em comparação as amostras reparadas com o núcleo de concreto de maior resistência (C1). Esse resultado é contrário ao observado nos trabalhos de Chen et al. (2021), Chen et al. (2023) e Al-Gemeel et al. (2019).

Vale ressaltar que este estudo analisou o núcleo de concreto com o dano de 80%, resultando em um material mais danificado em comparação com as pesquisas na literatura, as quais utilizaram um núcleo de concreto íntegro, por este motivo os corpos de prova reparados tiveram um menor aumento da resistência mecânica, porém, de acordo com o módulo de elasticidade, estavam menos deformáveis do que os corpos de prova com o núcleo de concreto de maior resistência, C1 (28 MPa), e 80% de dano.

Os fatores de eficiência encontrados nesta pesquisa, em relação à resistência à compressão, aos 28 dias, variaram de 1,16 ao confinar o núcleo de concreto de menor resistência, C2 (19MPa), a 1,27, ao confinar o núcleo de concreto de maior resistência, C1 (28MPa), considerando não só corpos de prova íntegros, como também com danos de 50 e 80%. Esses valores são semelhantes aos encontrados por Al-Gemeel et al. (2019). Os autores ao estudarem o confinamento do concreto com o ECC e com o ECC junto com o tecido de basalto, encontraram fatores de eficiência, em relação a resistência a compressão, na faixa de 1,2-1,5 (pra o núcleo de concreto de menor

resistência) e fatores na faixa de 1,1-1,32 (para o núcleo de concreto de maior resistência).

Vale salientar que, neste estudo, o reparo de SHCC utilizado, tanto com a camada de 1,7 cm, quanto com a camada de 2,2 cm, foi capaz de elevar a resistência dos corpos de prova, mesmo quando os núcleos de concreto estavam danificados com 50% e 80% de suas cargas de pico, mostrando ser um material eficiente para ser utilizado na recuperação estrutural.

No estudo das amostras reparadas com o aditivo polimérico (Sika chapisco plus), utilizado para melhorar a aderência do reparo, com camada de 2,2 cm, núcleo de concreto C2, de menor resistência (19 MPa), e dano de 80%, pode-se verificar o aumento da resistência à compressão de 7% e a redução do módulo de elasticidade de 15%, comparado com as amostras sem reparo da mesma idade.

No entanto, embora o aditivo tivesse sido utilizado para melhor a aderência do reparo com o núcleo de concreto, o resultado mostrou um menor aumento da resistência mecânica, quando comparado com os mesmos corpos de prova recuperados sem o aditivo. Este resultado mostrou que o uso do aditivo piorou o desempenho do reparo.

André (2023), ao estudar compósitos cimentícios utilizando resíduos de borracha de pneus modificados como agregado reciclado também utilizaram o mesmo aditivo polimérico e verificaram que os corpos de prova com o aditivo polimérico apresentaram valores da resistência à compressão inferiores àqueles sem o aditivo. Os autores explicaram que este fenômeno está relacionado com a presença de bolhas na mistura fresca com o aditivo, resultando em um elevado teor de vazios os quais levaram a redução da resistência à compressão.

Da mesma forma, Silva (2023) utilizou este aditivo polimérico em compósitos cimentícios reforçados com fibra e verificou que a presença do aditivo diminuiu significativamente a resistência a compressão das misturas quando comparadas com aquelas sem o aditivo. Logo, o resultado observado neste estudo pode ser explicado justamente pelo fato deste aditivo reduzir a resistência à compressão de compósitos cimentícios.

Finalmente, as figuras, Figura 63 a Figura 71, mostram os corpos de prova reparados com SHCC rompidos após o ensaio de compressão, onde foi possível verificar uma ruptura dúctil dos corpos de prova e o aparecimento de várias

microfissuras. Concluindo que as fibras do compósito cumpriram seu papel de “costurar” as fissuras evitando assim a ruptura brusca.



Figura 63 – C1-SD rompidos, camada de 2,2 cm, aos 7 dias.



Figura 64 – C1-SD rompidos, camada de 2,2 cm, aos 28 dias.



Figura 65 – C1-D50 rompidos, camada de 2,2 cm, aos 7 dias.



Figura 66 - C1-D50 rompidos, camada de 2,2 cm, aos 28 dias.



Figura 67 - C1-D50 rompidos, camada de 1,7 cm, aos 28 dias.



Figura 68 - C1-D80 rompidos, camada de 2,2 cm, aos 7 dias.



Figura 69 – C1-D80 rompidos, camada de 2,2 cm, aos 28 dias.



Figura 70 – C2-D80 rompidos, camada de 2,2 cm, aos 28 dias.



Figura 71 – C2-D80-AP rompidos, camada de 2,2 cm, aos 28 dias

#### 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados experimentais obtidos mostraram que é possível desenvolver Compósitos Cimentícios Reforçados com Fibras de PVA do tipo *Strain Hardening* (SHCC), com o uso de metacaulinita, para ser utilizado como reparo de estruturas de concreto. Além disso as seguintes conclusões são apresentadas:

O compósito desenvolvido do tipo SHCC apresentou um comportamento dúctil com alta capacidade de deflexão, obtendo capacidade de deformação na tração direta de aproximadamente 130 vezes a capacidade de deformação de um concreto convencional, e múltipla fissuração. Além disso, atingiu uma resistência aos 28 dias à compressão de aproximadamente 59 MPa e à tração de 4 MPa.

Ao analisar a variação do teor de metacaulinita nos compósitos, foi verificado que no ensaio de flexão, com o aumento do teor de metacaulinita, observou-se a redução na tensão de primeira fissura, máxima tensão pós primeira fissura e deflexão máxima, aos 28 dias. No ensaio de compressão axial, foi possível concluir que o ganho de resistência à compressão foi maior nas misturas com metacaulinita (M02-M03) do que para a mistura sem a substituição parcial desta pozolana (M01).

Para os teores estudados, o teor ótimo de substituição parcial da metacaulinita, foi para a relação de MK/c igual a 0,8 (mistura M02), apresentando aumento na resistência à compressão de 35%, aos 28 dias, em comparação com a mistura sem a adição da pozolana. Com o teor de MK/c igual a 1 (mistura M03) também foi verificado aumento da resistência à compressão (15%, aos 28 dias). Já a mistura M04, com substituição de MK/c igual a 1,5, apresentou uma redução na resistência mecânica à compressão de 12% aos 28 dias, efeito provocado pela diluição do clínquer.

Para o módulo de elasticidade, foi observado que o aumento do teor de metacaulinita reduziu o módulo de elasticidade das misturas (M02-M04), quando comparado com a mistura de referência (M01), principalmente para a mistura de maior teor de metacaulinita (M04) com MK/c de 1,5, indicando a maior deformabilidade sob carregamento das misturas com substituição parcial do cimento pela metacaulinita.

Apesar do bom desempenho de M02, a mistura com teor de MK/c igual a 1 (M03) foi escolhida para explorar outros parâmetros, como a redução do teor de água, a redução do teor de areia e o comprimento da fibra de PVA, a fim de desenvolver um compósito com melhores propriedades mecânicas, tendo em vista sua melhor relação

economia, por conter maior substituição do cimento pela metacaulinita, e desempenho mecânico.

Com a redução do fator água/material cimentício (fa/mc), foi verificado a melhora do desempenho à flexão, como a tensão de primeira fissura, máxima tensão pós primeira fissura e deflexão máxima, além da melhora das propriedades na compressão. Evidenciando que o uso de um superplastificante com maior poder de dispersão das partículas favoreceu a dispersão das fibras. Em relação ao módulo de elasticidade foi observado um aumento progressivo, já em relação a deformabilidade, não foi observado alteração com a redução do teor de água

A redução do teor de areia, impactou em uma melhora no comportamento à flexão, como na tensão de primeira fissura, máxima tensão pós-primeira fissura e na deflexão máxima. No entanto, foi observado uma redução na resistência à compressão e a manutenção do módulo de elasticidade aos 28 dias.

A redução do comprimento da fibra de PVA de 12 mm para 8 mm foi capaz de aumentar a capacidade de deflexão das misturas e a resistência à flexão, impactando positivamente em todas as propriedades à flexão. No ensaio de compressão, foi encontrado um aumento da resistência à compressão, do módulo de elasticidade e da deformação de pico, aos 28 dias.

Todas as amostras reparadas com SHCC (mistura M3.2-F) apresentaram aumento da resistência à compressão aos 28 dias. Aquelas com o núcleo de concreto íntegro, sem dano, apresentaram fator de eficiência em relação à resistência à compressão de 1,19, já com o dano de 50% foi de 1,21 e com dano de 80% foi de 1,27. Sendo assim, foi verificado que o aumento do dano resultou em eficiências similares do reparo.

O aumento da espessura do reparo (de 1,7 cm para 2,2 cm) impactou positivamente no aumento da resistência à compressão, por outro lado, também contribuiu para a redução do módulo de elasticidade tornando o material mais deformável sob carregamento.

Pôde ser observado que a redução da resistência do núcleo de concreto reduziu também a eficiência do reparo, apresentando um fator de eficiência de 1,27 para C1-D80 e 1,16 para C2-D80. No entanto, o módulo de elasticidade teve uma menor redução, em comparação as amostras reparadas com o núcleo de concreto de

maior resistência, apresentando um fator de eficiência de 0,67 para C1-D80 e 0,86 para C2-D80.

Já o uso do aditivo polimérico para melhorar a aderência entre o reparo e o núcleo de concreto não foi eficaz no aumento da resistência à compressão dos corpos de prova reparados, apresentando um menor aumento da resistência quando comparado com as mesmas amostras reparadas sem o aditivo, no entanto, apresentaram módulo de elasticidade bem similar.

Por fim, foi concluído que o compósito SHCC desenvolvido é uma opção para o reparo de estruturas de concreto, já que foi capaz de aumentar a resistência à compressão dos concretos em todos os casos analisados, tanto com os núcleos de concreto sem dano como os com o dano de 50% e 80% da sua capacidade de carga, considerando a espessura do reparo de 1,7 cm e de 2,2 cm. Como trabalho futuro, sugere-se a aplicação do SHCC em elementos estruturais, ou modelos de pilares, vigas e lajes.



## REFERÊNCIAS

MECHTCHERINE, V. & JUN, P., 2007. Stress-strain behaviour of strain-hardening cement-based composites (SHCC) under repeated tensile loading. *Technische Universitaet Dresden, Institute for Building Materials, Dresden, Germany.*

AGOPYAN, V., 1991. Materiais reforçados com fibras para a construção civil nos países em desenvolvimento: o uso de fibras vegetais.. *Tese (Livre Docência) – Universidade de São Paulo, São Paulo.*

AL-GEMEEL, A. N. & ZHUGE, Y., 2018. Experimental investigation of textile reinforced engineered cementitious composite (ECC) for square concrete column confinement. *Construction and Building Materials*, p. p. 9.

AL-GEMEEL, A. N. & ZHUGE, Y., 2019. Using textile reinforced engineered cementitious composite for concrete columns confinement. *Composite Structures*.

ANDRÉ, F. R., 2023. Performance of cementitious composites using modified waste tire rubber as recycled aggregate. *Dissertação (Mestrado). Universidade São Judas Tadeu (SP).*

ARBOLEDA, D., 2014. *Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composites for infrastructure strengthening and rehabilitation: Characterization methods*. s.l.:Dissertation, University of Miami.

AZERÊDO, A. F. N., 2012. Estudo do resíduo de caulim em argamassas a base de cal quanto às suas propriedades frescas, endurecidas e microestruturais. *Universidade Federal de Pernambuco (Tese de Doutorado).*

BARATA, M. S. & DAL MOLIN, D. C. C., 2002. Avaliação preliminar do resíduo caulínico das indústrias de beneficiamento de caulim como matéria-prima na produção de uma metacaulinita altamente reativa. *Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído (ANTAC)*, pp. 69-78, v.2, n. 1, Ambiente Construído, Porto Alegre.

BOURNAS, D. A., LONTOU, P. V., PAPANICOLAOU, C. G. & TRIANTAFILLOU, T. C., 2007. Textile-reinforced mortar versus fiber-reinforced polymer confinement in reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*.

BRASIL, 2014. Estimativas anuais de emissões de gases de efeito estufa Brasil. *Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovação. 2. ed. Brasília.*

CAI, J., PAN, J. & LU, C., 2018. Mechanical behavior of ECC-encased CFST columns subjected to eccentric loading. *Engineering Structures*, pp. 22-28. Volume 162. ISSN 0141-0296. <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.029>>.

CHEN, X. et al., 2023. Numerical analysis of compressive behavior of pre-damaged concrete columns strengthened with textile-reinforced ECC. *Case Studies in Construction Materials*, pp. e02198, Volume 18, ISSN 2214-5095.

CHEN, X., ZHUGE, Y., AL-GEMEEL, A. N. & XIONG, Z., 2021. Compressive behaviour of concrete column confined with basalt textile reinforced ECC. *Engineering Structures*, pp. 112651, Volume 243,ISSN 0141-0296..

COLAJANNI, P., DOMENICO, F. D., RECUPERO, A. & SPINELLA, N., 2014 - A. Concrete columns confined with fibre reinforced cementitious mortars: experimentation and modelling. *Construction and Building Materials*, pp. 375-384.

COLAJANNI, P., FOSSETTI, M. & MACALUSO, G., 2014. Effects of confinement level, cross-section shape and corner radius on the cyclic behavior of CFRCM confined concrete columns. *Construction and Building Materials*, pp. Pages 97-105.

CUNHA, F. G., 2019. Efeito da adição de fibras como reforço de concreto leve formulado usando múltiplos resíduos. *Universidade Federal do Rio Grande do Norte (Tese de Doutorado).Programa de pós-Graduação em ciência e engenharia dos materiais. Natal-RN..*

DA SILVA, S. P., 2001. Caulim. Balanço Mineral Brasileiro. Brasil. Portal Gov.br. *Balanço Mineral Brasileiro. Brasil. Portal Gov.br.*

DAL MOLIN, D. C. C., 2005. Adições minerais para concreto estrutural. *IBRACON - São Paulo. Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*, pp. Cap. 12, p. 345-380. In: ISAIA, G. C. (ed.).

DEVI, K. S., LAKSHMI, V. V. & ALAKANANDANA, A., 2017. Impacts of cement industry on environment - an overview. *Asia Pacif Journal of Research, Vol: 1. Issue LVII..*

DIAS, R. F., 2018. Comparação da determinação da tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço por meio do ensaio de abertura por encunhamento e da ASTM C1609. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia..*

DITTENBER, B. D. & GANGARAO, H. V., 2012. Critical review of recent publications on use of natural composites in infrastructure. *Composites: Part A*, pp. 1419-1429. <https://doi.org/10.1016/j.compositesa.2011.11.019>.

DONNINI, J., SPAGNUOLO, S. & CORINALDESI, V., 2019. A comparison between the use of FRP, FRCM and HPM for concrete confinement. *Composites Part B*, p. 10 p..

FERREIRA, M. M., 2010. Caracterização de argilas caulínicas do Quadrilátero Ferrífero visando seu potencial na indústria de cerâmica.. *Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais. (Dissertação de Mestrado)*.

FIDELIS, M. E. A., 2014. *Desenvolvimento e caracterização mecânica de compósito cimentício têxtil reforçados com fibras de juta*. [Online] Available at: <http://www.coc.ufrj.br/pt/teses-de-doutorado/381-2014/8178-maria-ernestina-alves-fidelis>

FIGUEIREDO, C. P. et al., 2014. O papel do metacaulim na proteção dos concretos contra a ação deletéria de cloretos. *Revista IBRACON de estruturas e materiais*, Agosto, pp. v. 7, n. 4, p. 685-708 - ISSN 1983-4195.

GALVÃO, J. K. L., 2021. Desenvolvimento e caracterização de compósito cimentício híbrido reforçado com fibras curtas de malva e resíduos madeireiro. *UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS. DISSERTAÇÃO (MESTRADO)*.

GALVÃO, S. P. & CASCUDO, O., 2005. Avaliação do desempenho de argamassas estruturais de reparo com relação à propriedade de aderência em substratos de concreto saturado superfície seca. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., Olinda, Anais. São Paulo: IBRACON*, pp. 113-125. v. 7.

GASSAN, J. & BLEDZKI, A. K., 1999. Composites reinforced with cellulose based fibres. *Progress in Polymer Science*, pp. 221 - 274. [https://doi.org/10.1016/S0079-6700\(98\)00018-5](https://doi.org/10.1016/S0079-6700(98)00018-5).

GHOLAMPOUR, A. et al., 2019. Experimental investigation of the performance of concrete columns strengthened with fiber reinforced concrete jacket. *Construction and Building Materials*, pp. 51-61. Volume 194,ISSN 0950-0618. <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.236>>.

GONZALEZ-LIBREROS, J., ZANINI, M. A., FALESCHINI, F. & PELLEGRINO, C., 2019. Confinement of low-strength concrete with fiber reinforced cementitious matrix (FRCM) composites. *Composites Part B*, p. 107407. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2019.107407>.

KAN, L.-L., SHI, R.-X. & ZHU, J., 2019. Effect of fineness and calcium content of fly ash on the mechanical properties of Engineered Cementitious Composites (ECC). *Construction and Building Materials*.

KARIHALOO, B. L., NALLATHAMBI, P. & HEATON, B. S., 1984. Effect of specimen and crack sizes, water/cement ratio and coarse aggregate texture upon fracture toughness of concrete. *Magazine of Concrete Research - MAG CONCR RES.* 36. 227-236. [10.1680/mac.1984.36.129.227](https://doi.org/10.1680/mac.1984.36.129.227)..

KESKIN, S. B. et al., 2016. Self-healing capability of large-scale engineered cementitious composites beams. *Composites Part B: Engineering.* , pp. 1-13. v. 101, ISSN 1359-8368.

KHALIL, A. E.-H., ETMAN, E., ATTA, A. & ESSAM, M., 2017. Behavior of RC beams strengthened with strain hardening cementitious composites (SHCC) subjected to monotonic and repeated loads. *Engineering Structures*, pp. 151-163, Volume 140. ISSN 0141-0296. <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.049>>.

KHAN, M., LEE, C., ZHANG, Y. & RANA, M. M., 2020. Compressive behaviour of ECC confined concrete partially encased steel composite columns using high strength steel. *Construction and Building Materials*, pp. 120783. Volume 265. ISSN 0950-0618. <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120783>>.

KHAN, M., RANA, M. M., ZHANG, Y. & LEE, C., 2020. Compressive behaviour of engineered cementitious composites and concrete encased steel composite columns. *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 105967. ISSN 0143-974X. <<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.105967>>.

KIM, H.-S., LEE, S.-H. & MOON, H.-Y., 2007. Strength properties and durability aspects of high strength concrete using Korean metakaolin. *Construction and Building Materials*, pp. 1229-37, v. 21.

KOJIMA, S., SAKATA, N., KANDA, T. & HIRAISHI, T., 2004. Application of Direct Sprayed ECC for Retrofitting Damm Structure Surface – Application Mitaka Dam. *Concrete Journal*, pp. 135 – 139. v. 42, n. 5.

KUNIEDA, M. & ROKUGO, K., 2006. Recent Progress on HPFRCC in Japan. *Journal of Advanced Concrete Technology. Japan Concrete Institute.*, pp. 19-33. v. 4., n. 1.

LAI, B.-L. et al., 2023. Experimental study on the axial compressive behaviour of steel reinforced concrete composite columns with stay-in-place ECC jacket. *Journal of Building Engineering*.

LI, B., XIONG, H., JIANG, J. & DOU, X., 2019. Tensile behavior of basalt textile grid reinforced Engineering Cementitious Composite. *Composites Part B:*

*Engineering*, pp. 185-200. Volume 156. ISSN 1359-8368. <<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.08.059>>.

LIMA, P. R. L. & TOLEDO FILHO, R. D., 2008. Uso de metacaulinita para incremento da durabilidade de compósitos à base de cimento reforçados com fibras de sisal. *Ambiente Construído*, 8(4), 7–19.

LIMA, P. R. L., TOLEDO FILHO, R. D., NEUMANN, R. & BARROS, . J. A. O., 2019. Efeito do envelhecimento acelerado sobre as propriedades de microconcreto reforçado com fibras longas de sisal. Effect of accelerated aging on the properties of microconcrete reinforced with sisal fibers. *Ambient. constr.vol.19 no.1. Porto Alegre..*

LIMA, V. N., 2019. Fluência e propriedades mecânicas de compósitos cimentícios reforçados com fibra de aço e polipropileno. *PUC-Rio. Dissertação de mestrado.*

LI, M. & LI, V. C., 2006. Behavior of ECC/Concrete Layer Repair System Under Drying Shrinkage. *Journal for Restoration of Buildings and Monuments*, pp. v. 12, n. 2, p. 143 - 160.

LI, N., LI, W., Lu, Y. & Shan, L., 2023. Corroded reinforced concrete columns strengthened with basalt fibre reinforced ECC under axial compression. *Composite Structures*, pp. ISSN 0263-8223. Volume 303,116328.

LI, V. C., 1993. From micromechanics to structural engineering The design of cementitious composites for civil engineering applications. *JSCE J. of Struc. Mechanics and Earthquake Engineering.*

LI, V. C., 2003. On Engineered Cementitious Composites (ECC). *Journal of advanced Concrete Technology.*

LI, V. C., 2004. Strategies for High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites Development. *In: Proceedings of International Workshop on Advances in Fiber Reinforced Concrete, Bergamo, Italy*, pp. 93-98.

Li, V. C., 2009. Engineered Cementitious Composites (ECC) – Material, Structural, and Durability Performance. *In: Nawy E, editor. Concrete Construction Engineering Handbook. Boca Raton: CRC Press.*

LI, V. C., 2012. Tailoring ECC for special attributes: a review. *Int. J. Concr. Struct. Mater.*

LI, Z. & DING, Z., 2003. Property improvement of Portland cement by incorporating with metakaolin and slag. *Cement and Concrete Research*, pp. 579-84, v. 33.

MAGALHÃES, M. D. S., 2010. Caracterização experimental de compósitos cimentícios reforçados com fibras de PVA: Processo de fratura, propriedades térmicas, deformações diferidas e estabilidade térmica. *Tese de Doutorado/ COPPE - UFRJ*, p. 245 p..

MAGALHÃES, M. D. S., TOLEDO FILHO, R. D. & FAIRBAIRN, E. D. M. R., 2013. Influence of local raw materials on the mechanical behaviour and fracture process of PVA-SHCC. *Materials Research*.

MAY-PAT, A., VALADEZ-GONZÁLEZ, A. & HERRERA-FRANCO, P. J., 2013. Effect of fiber surface treatments on the essential work of fracture of HDPE-continuous henequen fiber-reinforced composites. *Polymer Testing*, pp. 32(6): 1114-1122. <https://doi.org/10.1016/j.polymertesting.2013.06.006>.

MECHTCHERINE, V., 2013. Novel cement-based composites for the strengthening and repair of concrete structures. *Construction and Building Materials*, pp. 365-373, v. 41.

MEHTA, P. K. & MONTEIRO, P., 2008. Concreto, Microestrutura, Propriedades e Materiais.. *IBRACON.1ed. São Paulo* .

MELO FILHO, J. A., 2012. Durabilidade Química e Térmica e Comportamento Mecânico de Compósitos de Alto Desempenho Reforçados com Fibras de Sisal.. *Universidade Federal do Rio de Janeiro - (COPPE/UFRJ). Rio de Janeiro. Tese (Doutorado)*., p. 161.

MENDES, A. P. L., 2019. Efeito da adição de fibras sintéticas e naturais nas propriedades físicas e mecânicas de argamassas autonivelantes com metacaulinita. *Universidade Federal do Amazonas, Manaus.Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)* , p. 130 .

MOHANTY, A. K., MISRA, M. & DRZAL, L., 2005. *Natural Fibers, Biopolymers, and Biocomposites*. s.l.:Boca Raton: Taylor & Francis.

MULLER, S. & MECHTCHERINE, V., 2018. Use of Strain-Hardening Cement-Based Composites (SHCC) for. *MATEC Web of Conferences 199*.

NAAMAN, A. E., 2007. High performance fiber reinforced cement composites:Classification and applications. *CBM-CI International Workshop, Karachi, Pakistan*.

NEVES, K. P. L. & MELO FILHO, J. A., 2018. Produção de metacaulinita a partir de caulim da região de presidente figueiredo, AM. *Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia - CONTECC'2018, 21 a 24 Agosto*.

OLIVEIRA, A. M. & CASCUDO, O., 2008. Influência do teor de metacaulim na capacidade de proteção da armadura no concreto sujeito à corrosão. *INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL DEFECTS AND REPAIR, 4., Anais. Aveiro (Portugal):CINPAR.*

OLIVEIRA, I. R. C., VASCONCELOS, R. P. D., FILHO, J. D. A. M. & TORALLES, B. M., 2022. Compósitos de fibrocimento reforçados com fibras de malva e juta produzidas na região amazônica - Efeito nas propriedades mecânicas à tração direta. *ENSUS 2022 - X Encontro de Sustentabilidade em Projeto*, 24 agosto.

OMBRES, L., 2014. Concrete confinement with a cement based high strength composite material. *Composite Structures*, pp. Pages 294-304.

PAUL, S. C. & VAN ZIJL, G. P. A. G., 2013. Mechanical behaviour of strain hardening cement-based composites (SHCC). *Proceedings of International Conference on Advances in Cement and Concrete Technology in Africa (ACCTA).*

PERDIKARIS, P. C. & ROMEO, A., 1995. Size Effect on Fracture Energy of Concrete and Stability Issues in Three-Point Bending Fracture Toughness Testing. *Materials Journal.*

PIRES, E. N., 2009. *Efeito do tratamento de superfície em fibras de juta no comportamento mecânico de compósitos de matriz epóxi.* [Online] Available at: <http://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/93192>

POON, C. S. et al., 2001. Rate of pozzolanic reaction of metakaolin in high-performance cement pastes. *Cement and Concrete Research*, pp. v. 31, p. 1301-6.

REBMANN, M. S., 2011. Durabilidade de concretos estruturais com baixo consumo de cimento portland e alta resistência. *Dissertação, USP.*

RESENDE, F. M., 2003. *Influência das fibras de aço, polipropileno e sisal no amortecimento de concretos de resistência normal e de alto desempenho.* Rio de Janeiro: TESE DE PÓS GRADUAÇÃO / UFRJ - COPPE.

ROCHA, G. G. N., 2005. Caracterização microestrutural do metacaulim de alta reatividade. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica e de Minas). Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte*, p. 96. .

ROKUGO, K., KANDA, T., HIROSHI, Y. & SAKATA, N., 2009. Applications and recommendations of high performance fiber reinforced cement composites with multiple fine cracking (HPFRCC) in Japan. *Mater Struct.*

ROKUGO, K., KUNIEDA, M. & LIM, S. C., 2005 . Patching repair with ECC on cracked concrete surface.. *ConMat'05.*

ROMERO, L. L., VIEIRA, J. O. W. M., MEDEIROS, L. A. R. & MARTINS, R. F., 1995. Fibras artificiais e sintéticas. *BNDES Setorial, Rio de Janeiro*, pp. [54]-66, n. 1

..

SABIR, B. B., WILD, S. & BAI, J., 2001. Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review. *Cement and Concrete Composites*, pp. p. 441-54, v.23.

SAHMARAN, M. et al., 2009. Influence of Aggregate Type and Size on Ductility and Mechanical Properties of Engineered Cementitious. *ACI Materials Journal*.

SAHMARAN, M., YILDIRIM, G. & ERDEM, T. K., 2013. Self-healing capability of cementitious composites incorporating different supplementary cementitious materials. *Cement and Concrete Composites*, pp. 89-101. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.08.013>.

SANTANA, L. G. L. & MAGALHÃES, M. S., 2022. Influência do teor da metacaulinita em compósitos cimentícios reforçados com fibra.. *4º Congresso Luso-Brasileiro - Materiais de Construção Sustentáveis*..

SHANG, X., YU, J., LI, L. & LU, Z., 2019. Strengthening of RC Structures by Using Engineered Cementitious Composites: A Review. *Sustainability. Structural Upgrading Systems for Sustainable and Resilient Concrete Infrastructure*, p. 11. 3384. [10.3390/su11123384](https://doi.org/10.3390/su11123384)..

SILVA NETO, J. T., 2018. *Compósito cimentício reforçado com fibras poliméricas de alta resistência mecânica*. [Online] Available at: [https://www.repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/10626/1/TESE\\_Comp%C3%B3sitoCiment%C3%ADcioRefor%C3%A7ado.pdf](https://www.repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/10626/1/TESE_Comp%C3%B3sitoCiment%C3%ADcioRefor%C3%A7ado.pdf)

SILVA, D. C., 2023. Influência do teor de metacaulinita na avaliação da aderência de compósitos cimentícios reforçados com fibras, como reparo de estruturas de concreto. *Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual do Rio de Janeiro (RJ)*.

SILVA, J. L. G. & AL - QURESHI, H. A., 1999. Mechanics of wetting systems of natural fibres with polymeric resin. *Journal of Materials Processing Technology*, pp. 124-128. [https://doi.org/10.1016/S0924-0136\(99\)00230-7](https://doi.org/10.1016/S0924-0136(99)00230-7).

SILVA, M. G., 2010. Cimentos Portland com adições minerais. In: ISAIA, G. C. (Ed.) *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. São Paulo: Ibracon, pp. 791-823, cap.25, vol. 1. .



SOUZA, V. C. M. D. & RIPPER, T., 1998. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. s.l.:PINI.

STEIN, K. J. & SILVA FILHO, L. C. P. D., 2012. Avaliação da influência do teor de agregados no comportamento em compressão de compósitos tipo SHCC. *IBRACON - Anais do 54<sup>a</sup> Congresso Brasileiro do Concreto CBC2012*, Outubro .

TINOCO, M. P., 2020. Comportamento Mecânico de Compósitos Cimentícios do Tipo SHCC Utilizando Reforços Híbridos. *Dissertação (Mestrado)*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

TINOCO, M. & SILVA, F., 2020. Viabilidade da Aplicação de Compósitos do Tipo SHCC para Melhoria da Durabilidade de Estruturas de Concreto. *Revista Gestão e Gerenciamento n<sup>o</sup> 13. Núcleo de Pesquisas em Planejamento e Gestão UFRJ (NPPG). Especial CIRMARE 2020*, pp. p. 52-59. ISSN 2447-1291.

TRAPKO, T., 2014. Effect of eccentric compression loading on the strains of FRCC confined concrete columns. *Construction and Building Materials*, pp. Pages 97-105.

TRIANTAFILLOU, T. C., PAPANICOLAOU, C. G., ZISSIMOPOULOS, P. & LAOURDEKIS, T., 2006. Concrete confinement with textile-reinforced mortar jackets. *ACI Structural Journal*, pp. 28-37.

WANG , S. & LI, V. C., 2007. Engineered Cementitious Composites with High-Volume Fly Ash. *Aci Materials Journal* .

WANG, Q. et al., 2020. Greener engineered cementitious composite (ECC) – The use of pozzolanic fillers and uncoiled PVA fibers. *Construction and Building Materials*, p. 118211. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118211>.

WEI, Y. et al., 2022. Behavior of confined concrete columns with HSSWR meshes reinforced ECC jacket under uniaxial compression. *Construction and Building Materials*, pp. 127930. Volume 342, Part B,ISSN 0950-0618. <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127930>>.

WU, M., JOHANNESSON, B. & GEIKER, M., 2012. Self-healing in cementitious materials and engineered cementitious composites as a self-healing material.. *Constr. Build. Mater.*, p. 571–583..

YANG, E., YANG, Y. & LI, V. C., 2007. Use of High Volumes of Fly Ash to Improve ECC Mechanical Properties and Material Greenness. *ACI Materials Journal*.

YAN, Y., LIANG, H., LU, Y. & ZHAO, X., 2021. Slender CFST columns strengthened with textile-reinforced engineered cementitious composites under axial compression. *Engineering Structures*, pp. 112483. Volume 241,ISSN 0141-0296. <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112483>>.

YESILMEN, S. et al., 2015. Nano-modification to improve the ductility of cementitious composites. *Cement and Concrete Research*, pp. 170-179. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.05.026>.

YU, J. & LEUNG, C. K. Y. .., 2017. Strength Improvement of Strain-Hardening Cementitious Composites with Ultrahigh-Volume Fly Ash. *Journal of Materials in Civil Engineering*.

YU, K.-Q., LI, L.-Z., YU, J.-T. & et al., 2018. Direct tensile properties of engineered cementitious. *Construct Build Mater*.

ZHANG, L., LIU, W., WANG, L. & LING, Z., 2020. On-axis and off-axis compressive behavior of pultruded GFRP composites at elevated temperatures. *Composite Structures*, p. 111891 . <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.111891>.

ZHANG, T., YIN, Y., GONG, Y. & WANG, L., 2019. Mechanical properties of jute fiber-reinforced high-strength concrete. *Struct. Concr.*, p. <https://doi.org/10.1002/suco.201900012>.

ZHANG, Y., DENG, M. & DONG, Z., 2019. Seismic response and shear mechanism of engineered cementitious composite (ECC) short columns. *Engineering Structures*, pp. 296-304. ISSN 0141-0296. Volume 192. <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.019>>.

ZHU, Y., YANG, Y. & YAO, Y., 2012. Use of slag to improve mechanical properties of engineered cementitious composites (ECCs) with high volumes of fly ash. *Construction and Building Materials*, pp. 1076-1081. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.031>.

ŻUKOWSKI, B., 2017. Design and characterization of strain hardening curauá fiber cement-based composites. *Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil*.

## ANEXO I – GRÁFICOS

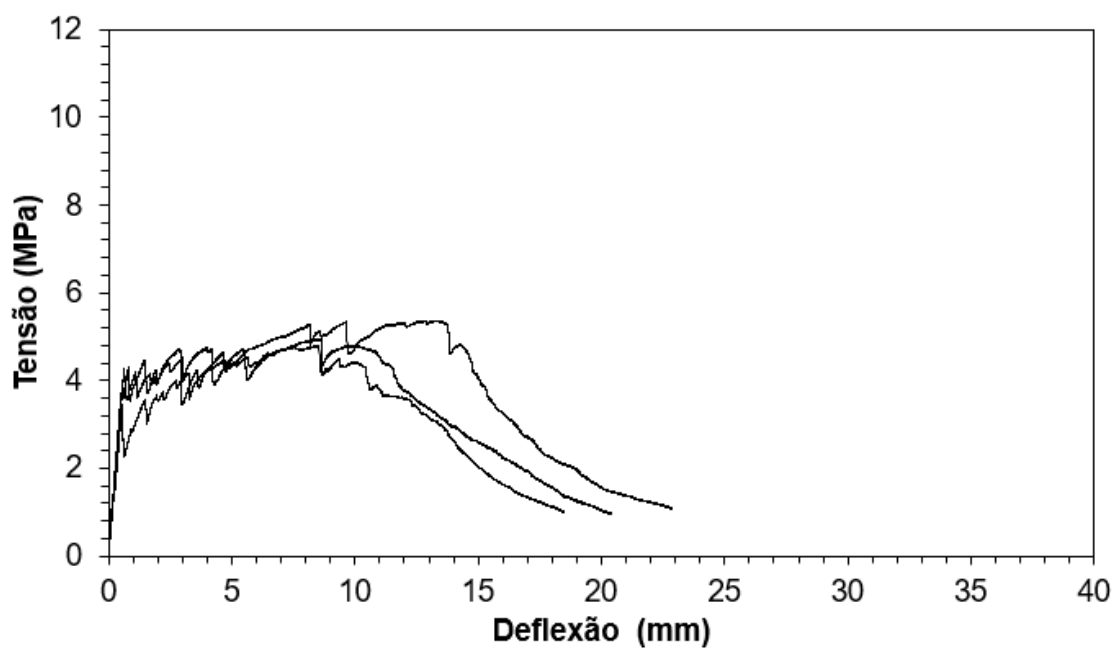


Figura 72 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M01 aos 7 dias.

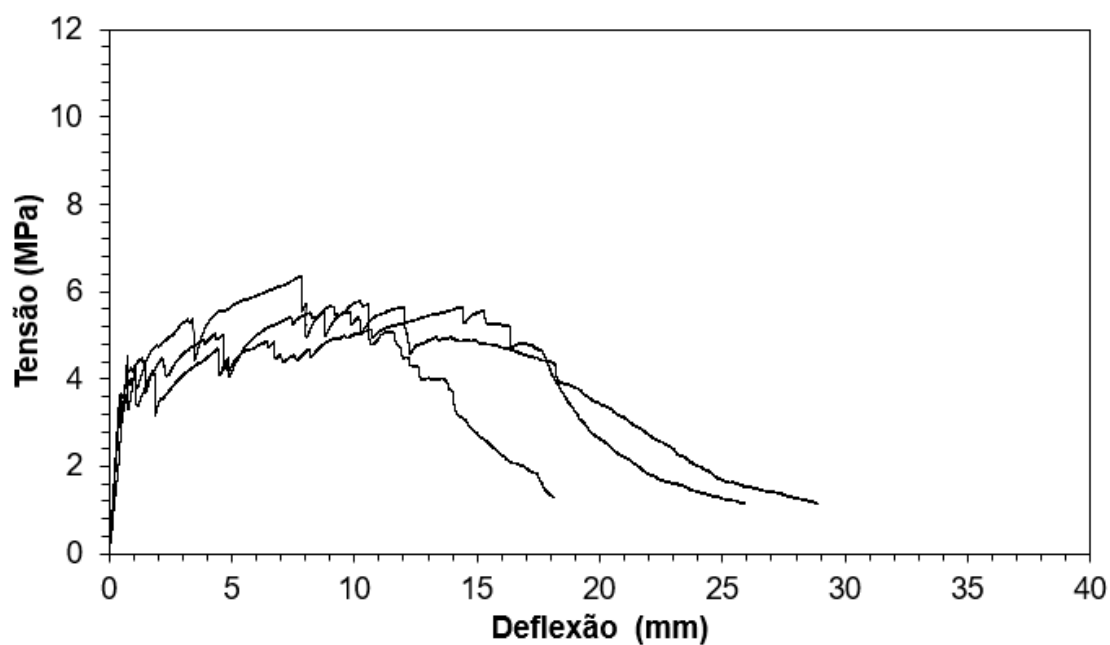


Figura 73 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M01 aos 28 dias.

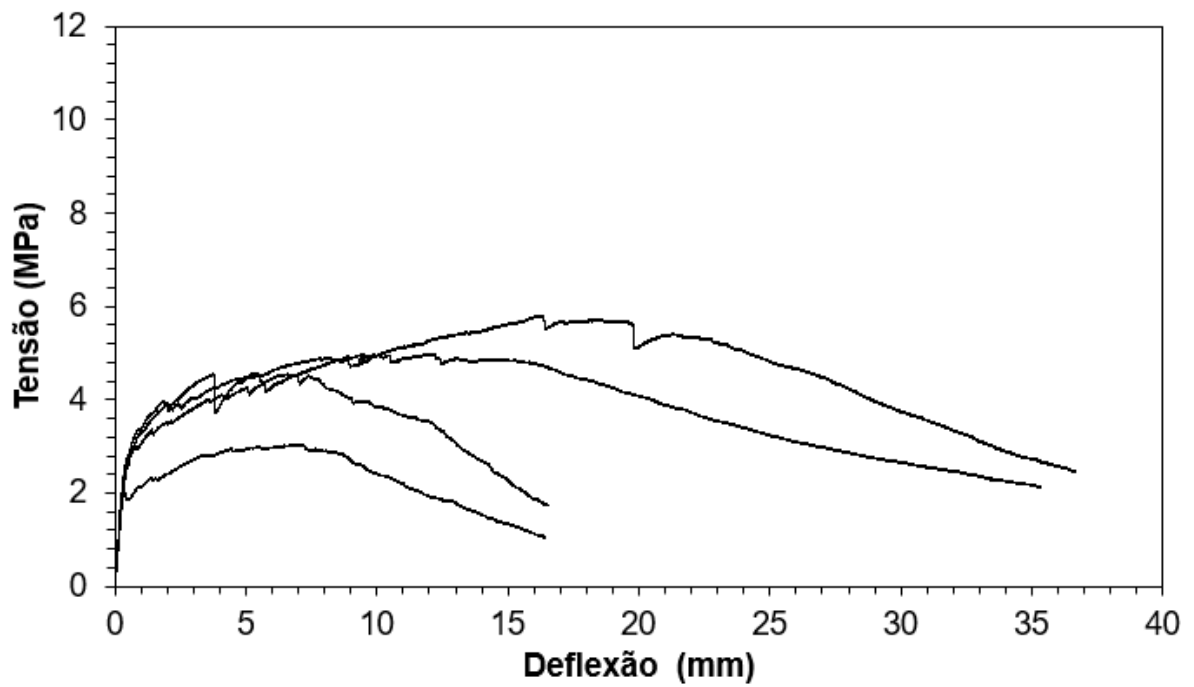


Figura 74 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M02 aos 7 dias.

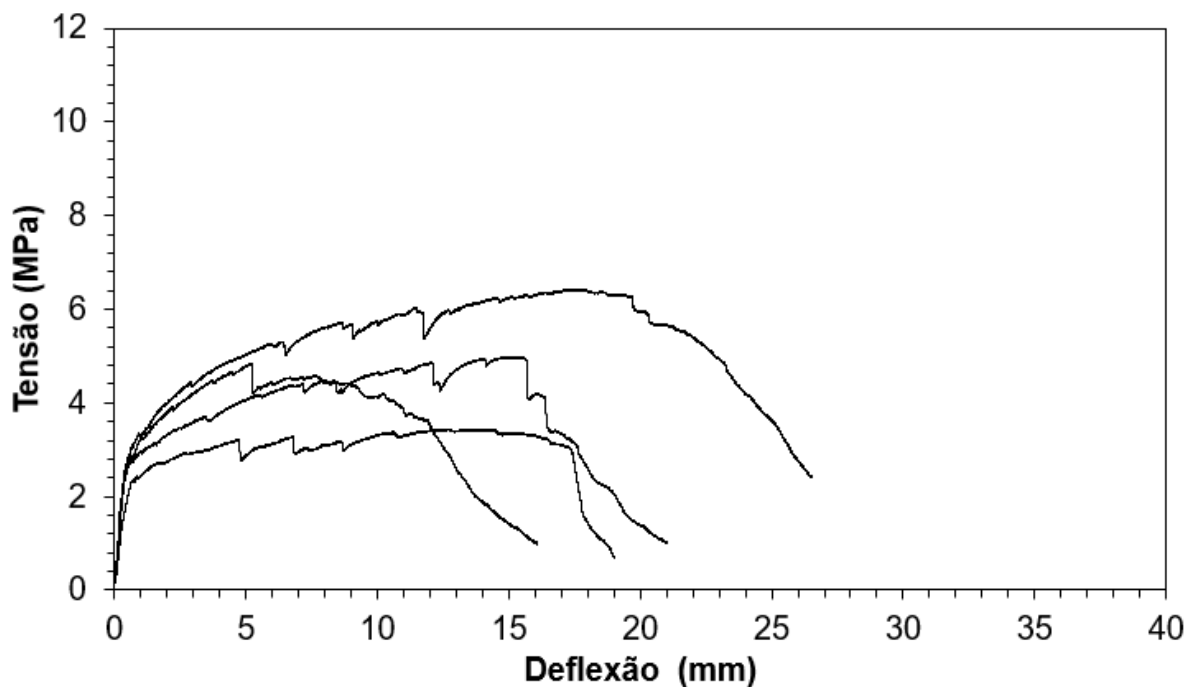


Figura 75 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M02 aos 28 dias.

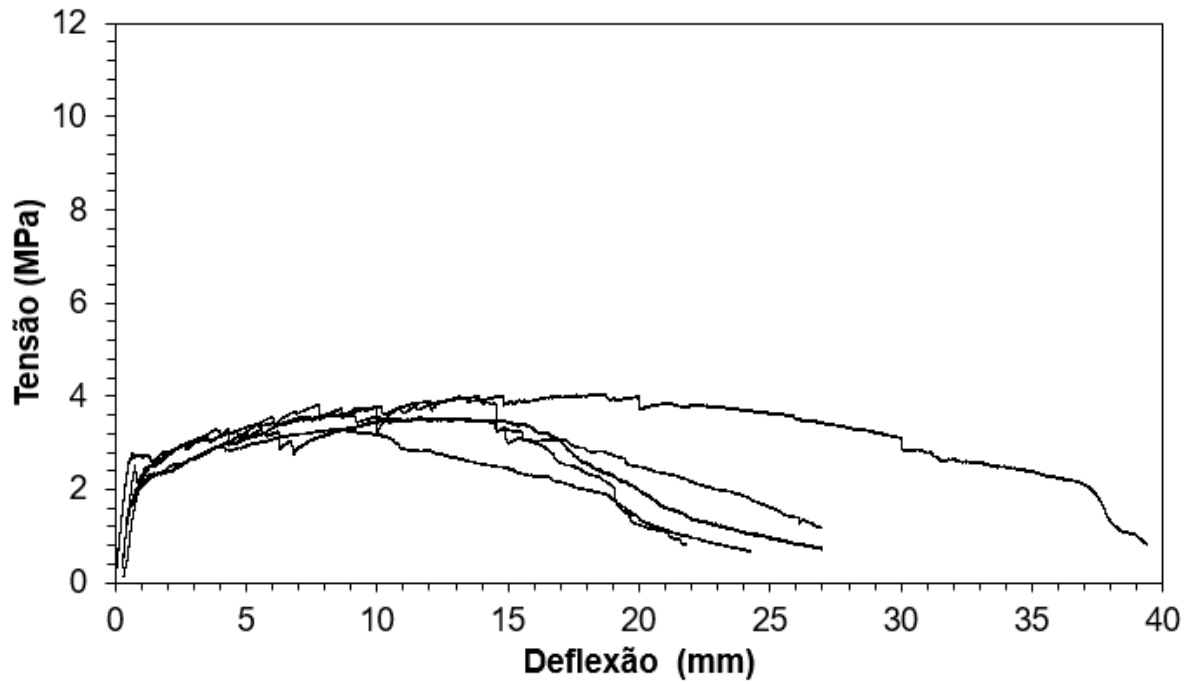


Figura 76 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M03 aos 7 dias.

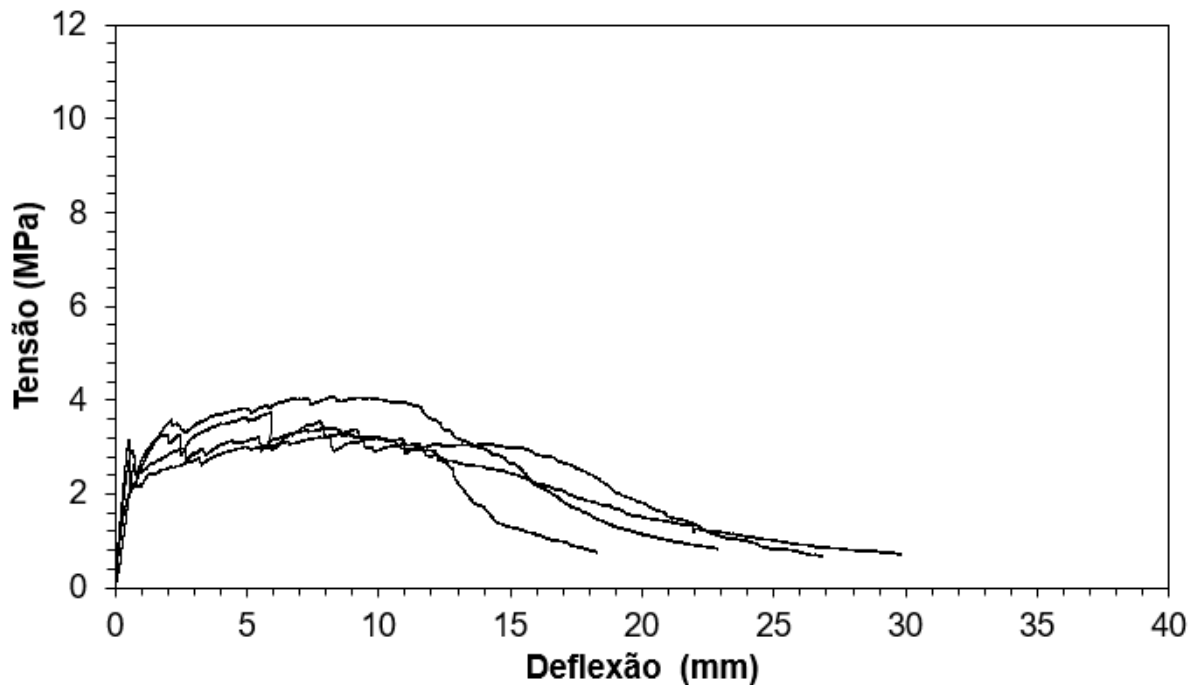


Figura 77 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M03 aos 28 dias.

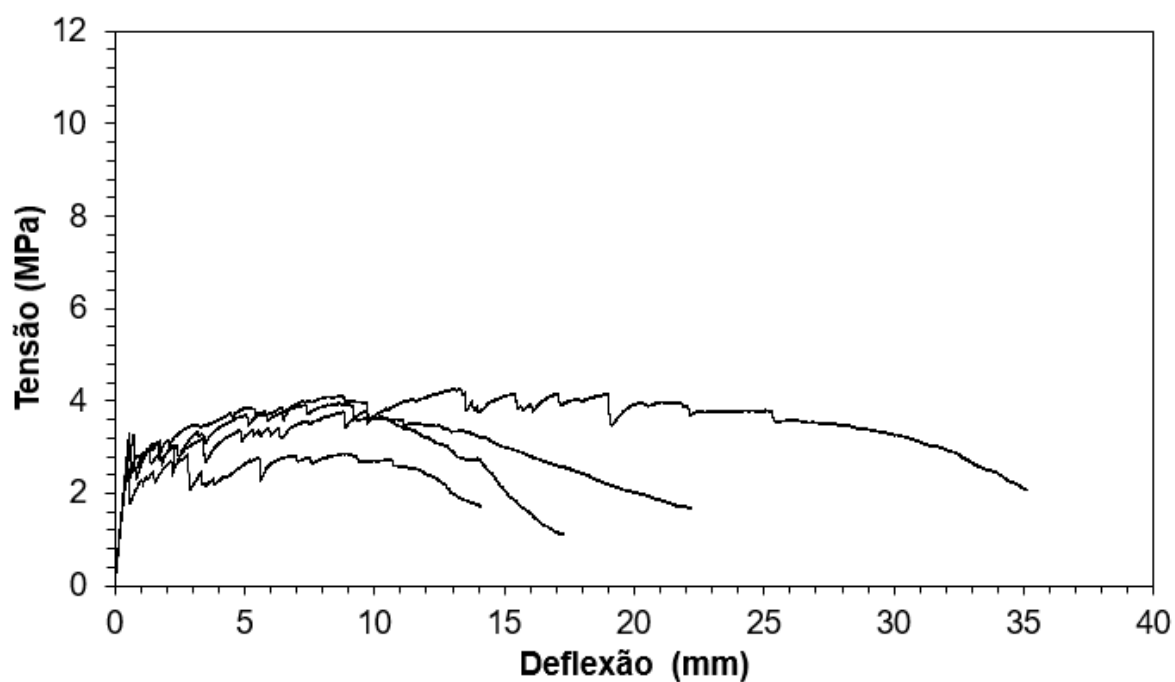


Figura 78 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M04 aos 7 dias.

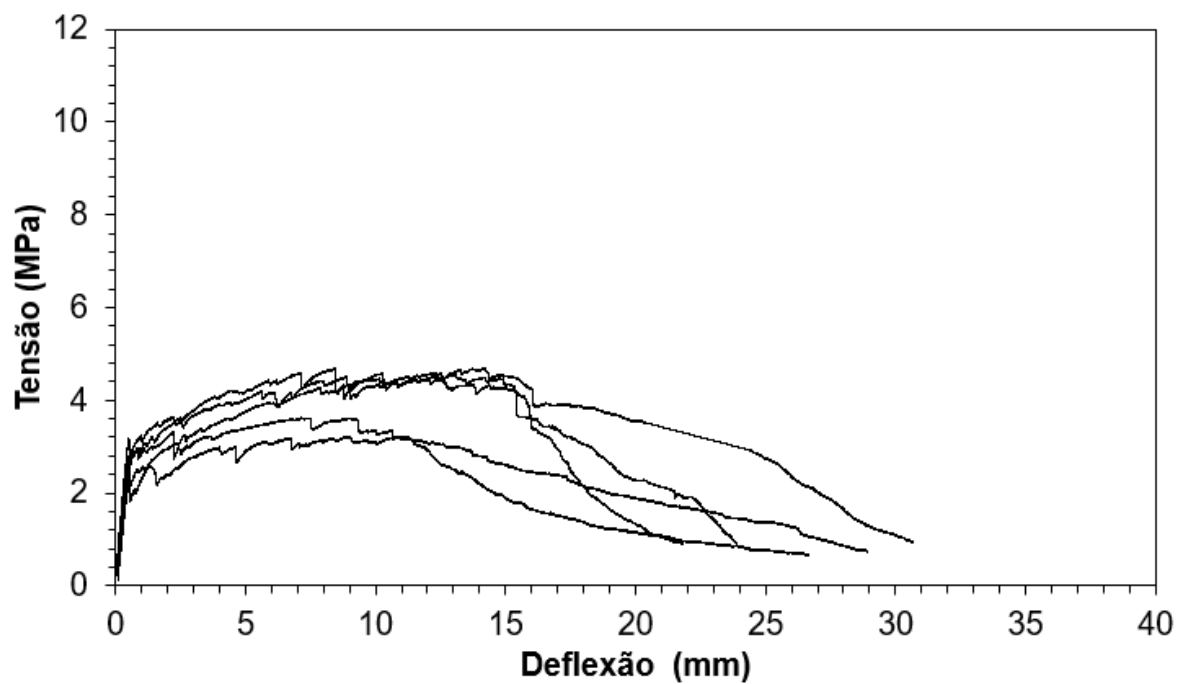


Figura 79 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M04 aos 28 dias.

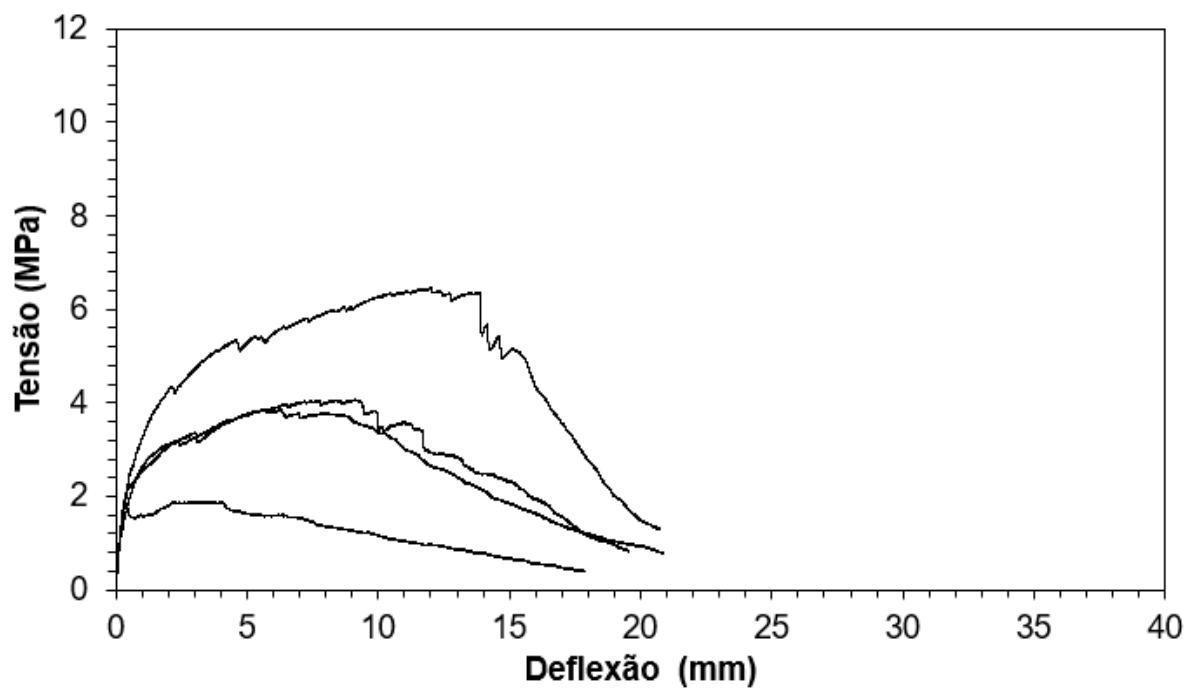


Figura 80 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M3.1 aos 7 dias.

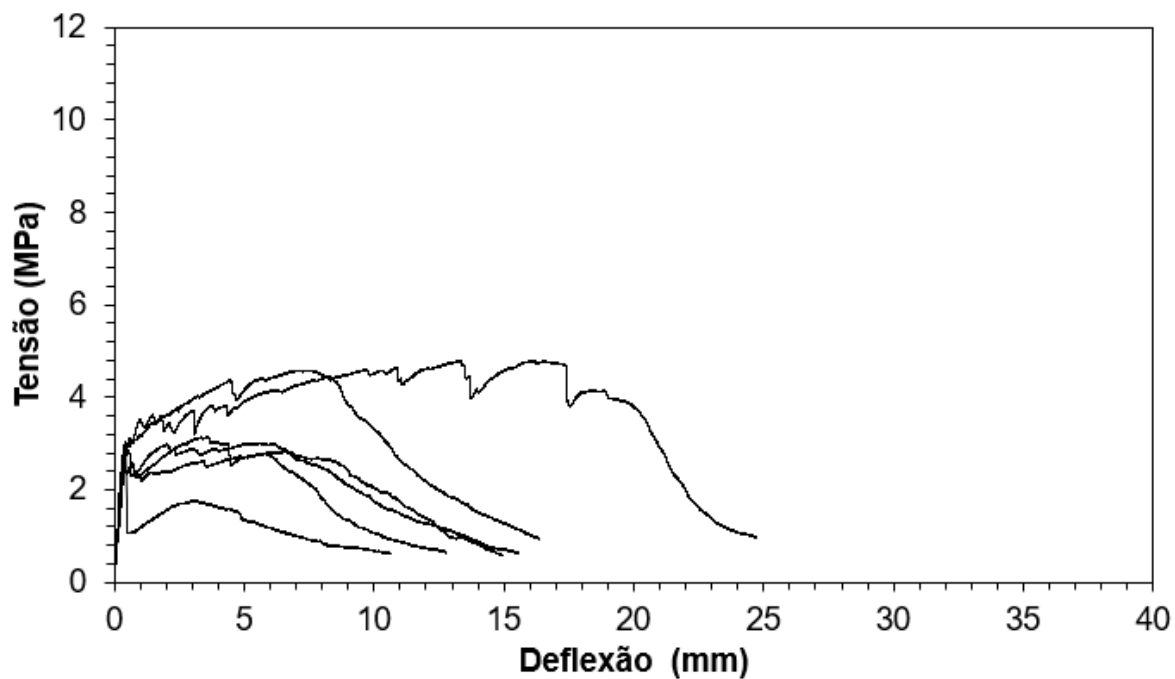


Figura 81 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M3.1 aos 28 dias.

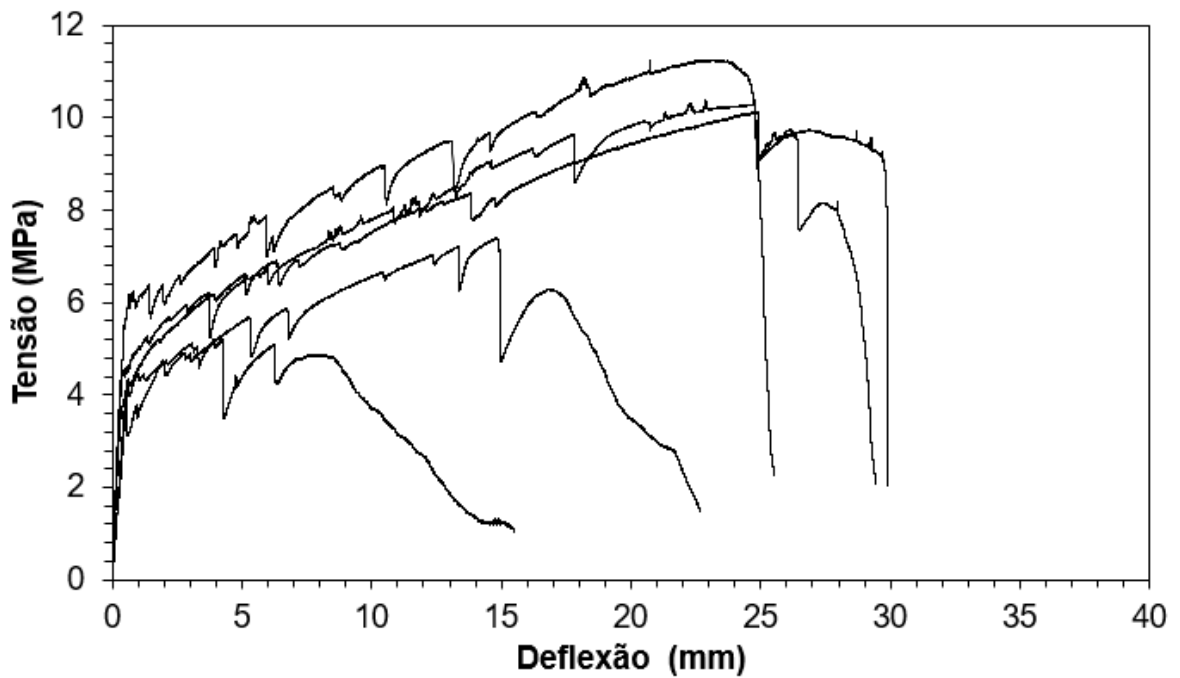


Figura 82 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M3.2 aos 7 dias.

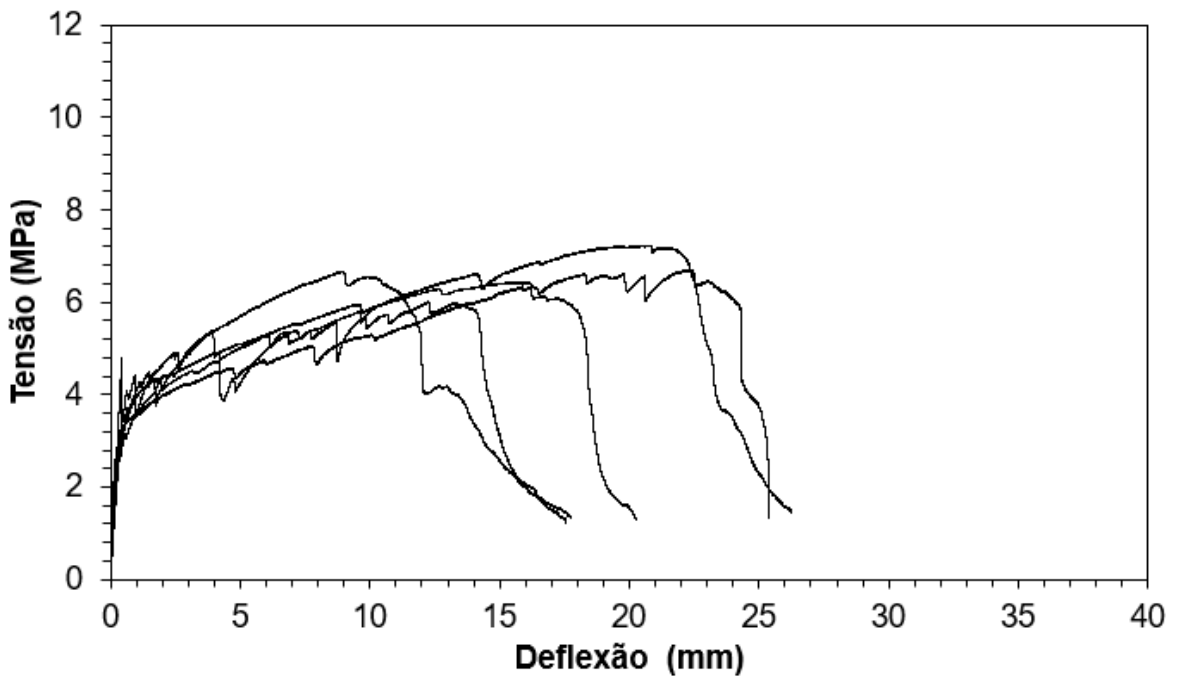


Figura 83 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M3.2 aos 28 dias.



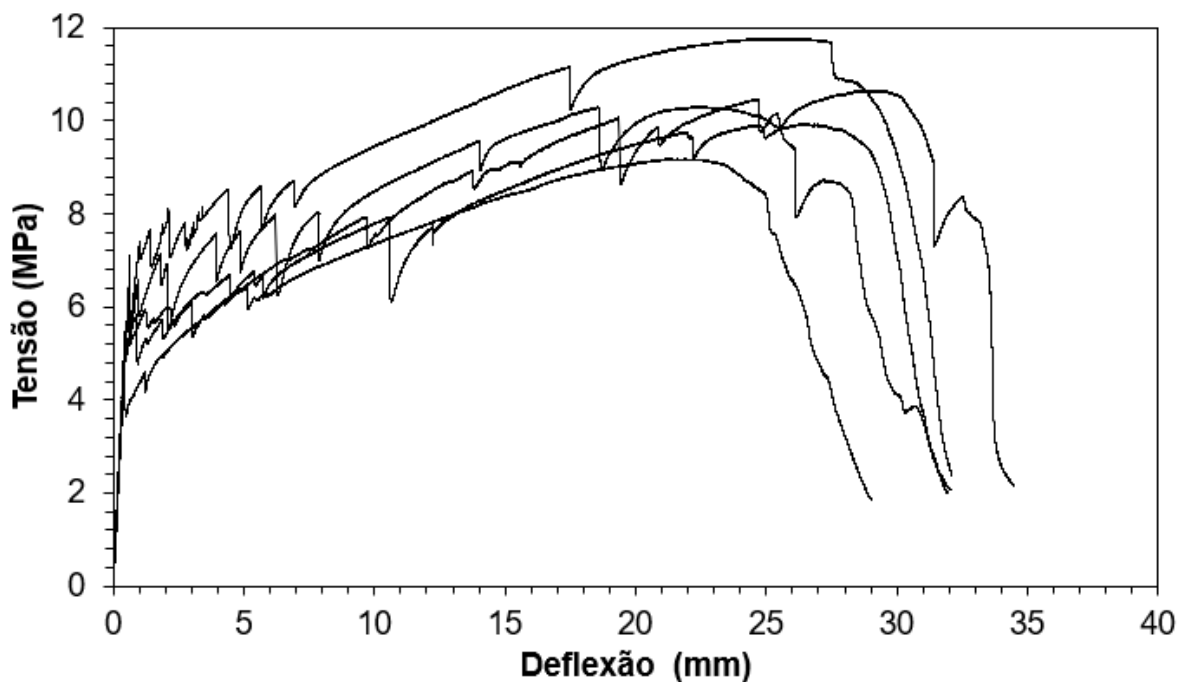


Figura 84 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M3.2-F aos 7 dias.

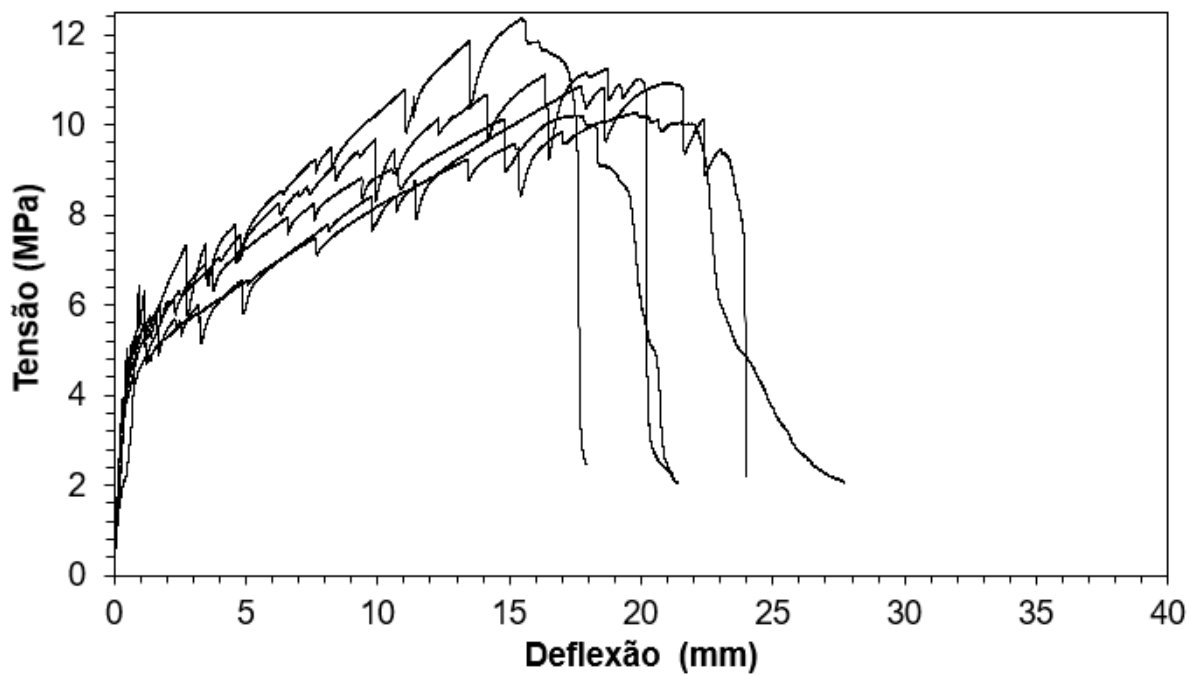


Figura 85 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M3.2-F aos 28 dias.

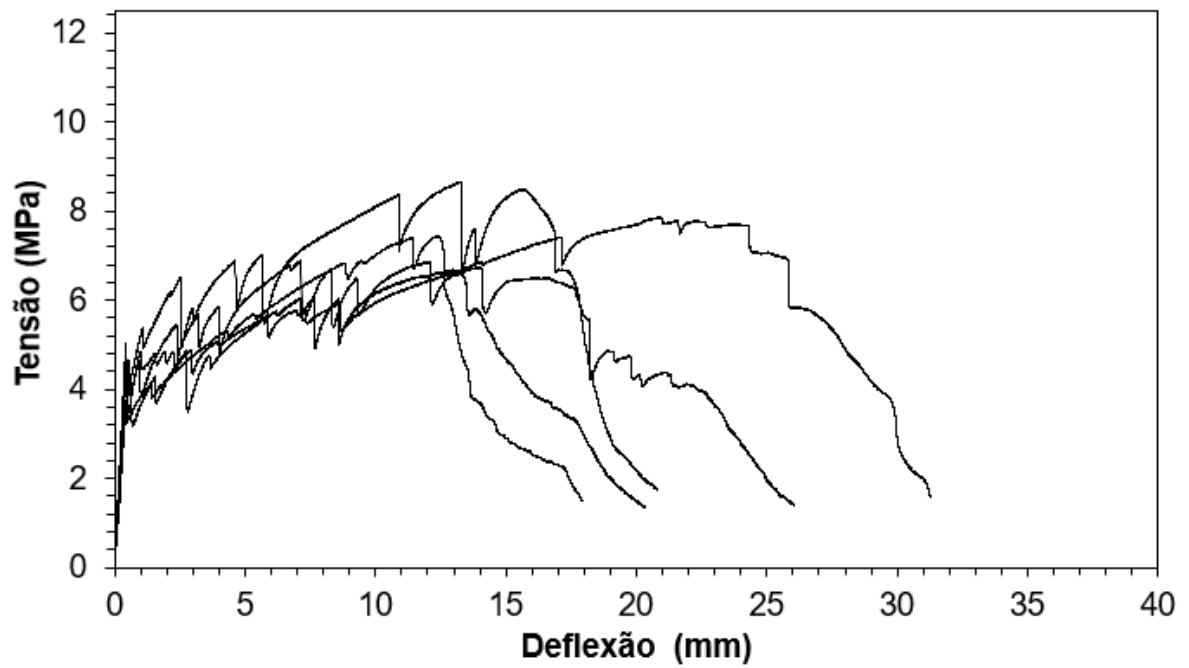


Figura 86 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M3.2-S aos 7 dias.

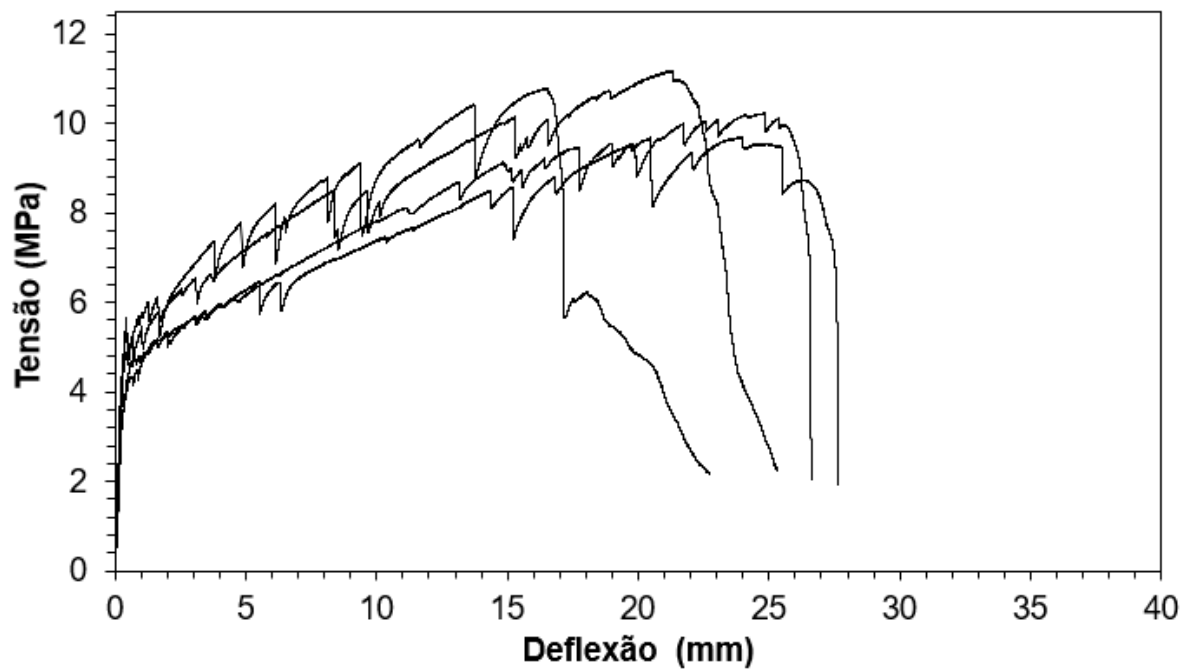


Figura 87 - Curvas tensão vs. deflexão de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de flexão, da mistura M3.2-S aos 28 dias.

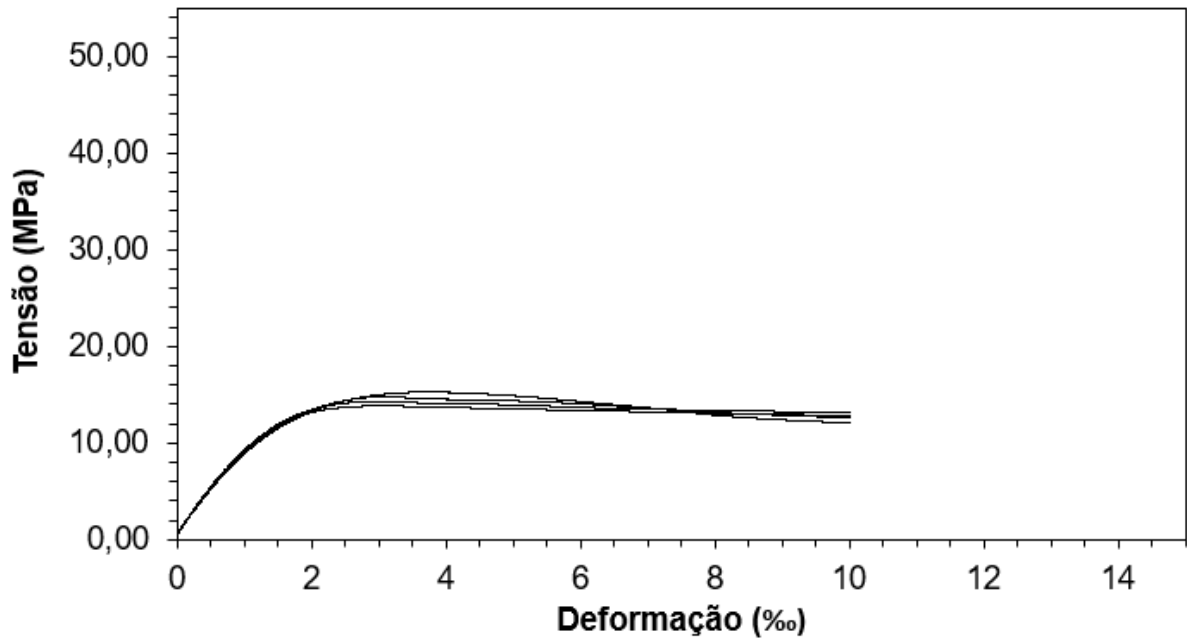


Figura 88 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M01 aos 7 dias.

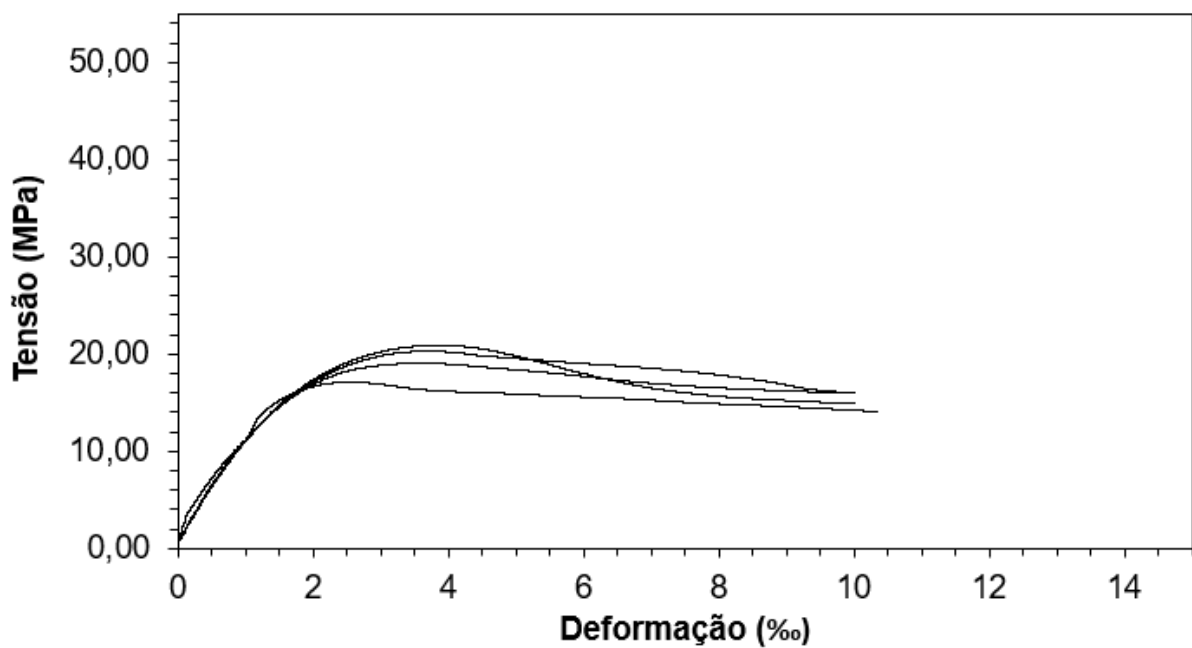


Figura 89 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M01 aos 28 dias.

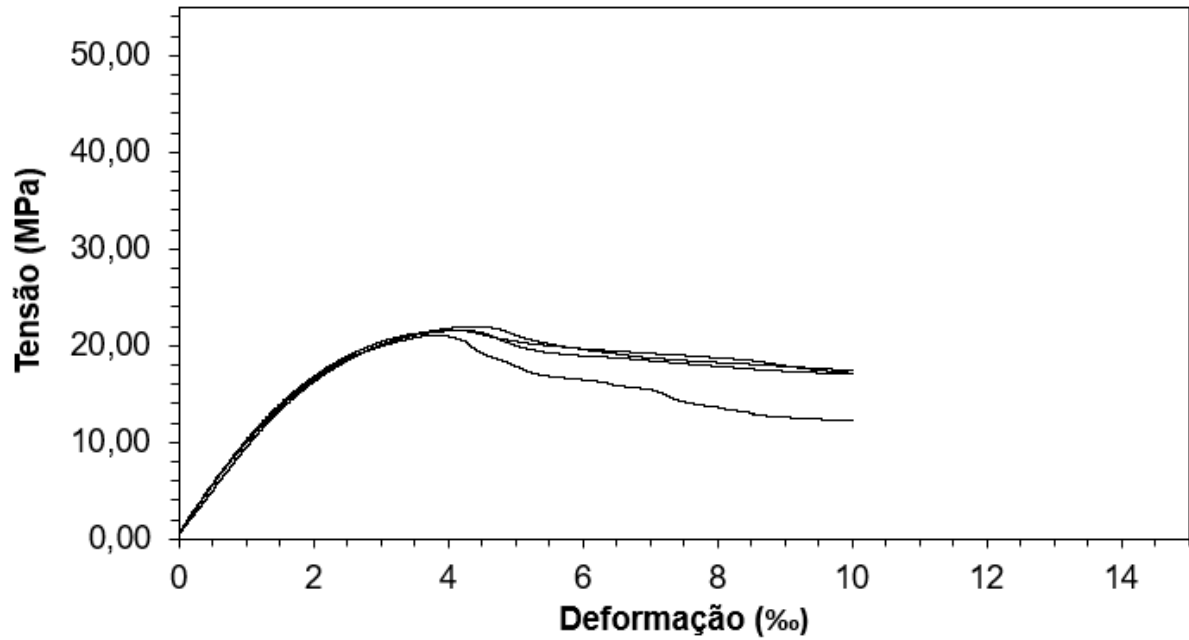


Figura 90 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M02 aos 7 dias.

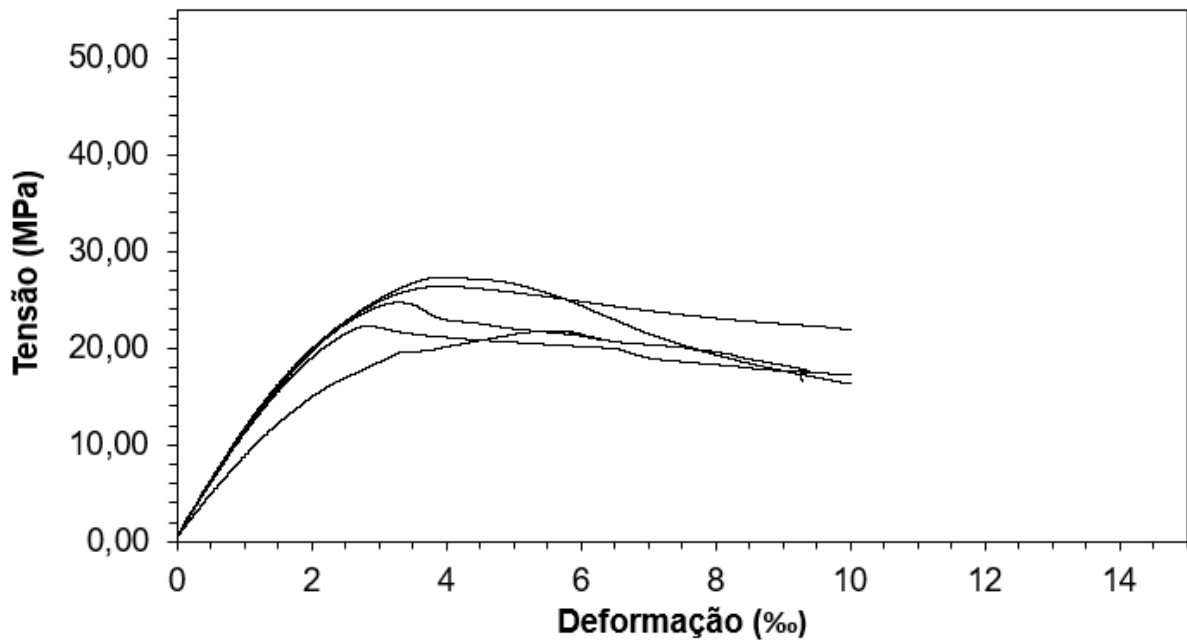


Figura 91 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M02 aos 28 dias.

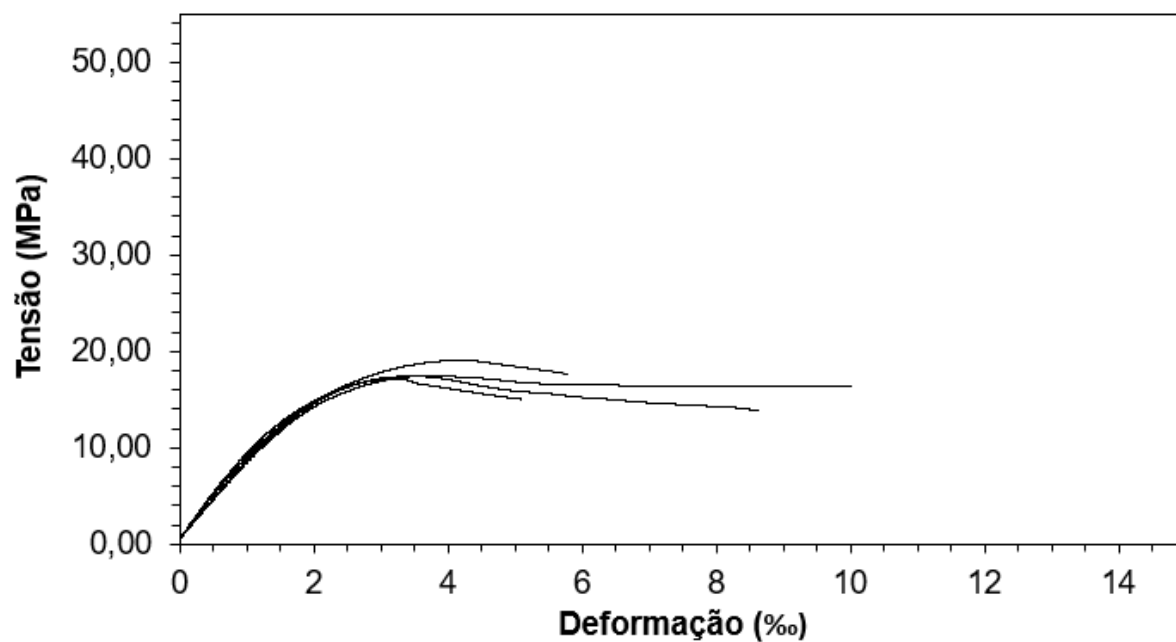


Figura 92 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M03 aos 7 dias.

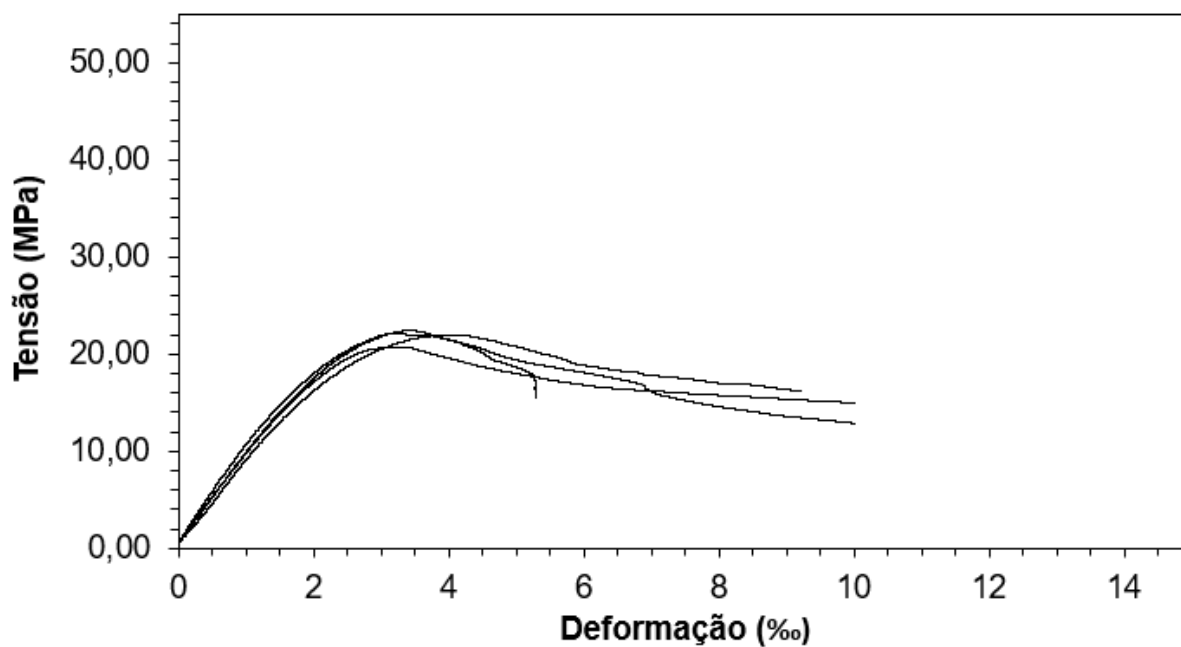


Figura 93 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M03 aos 28 dias.

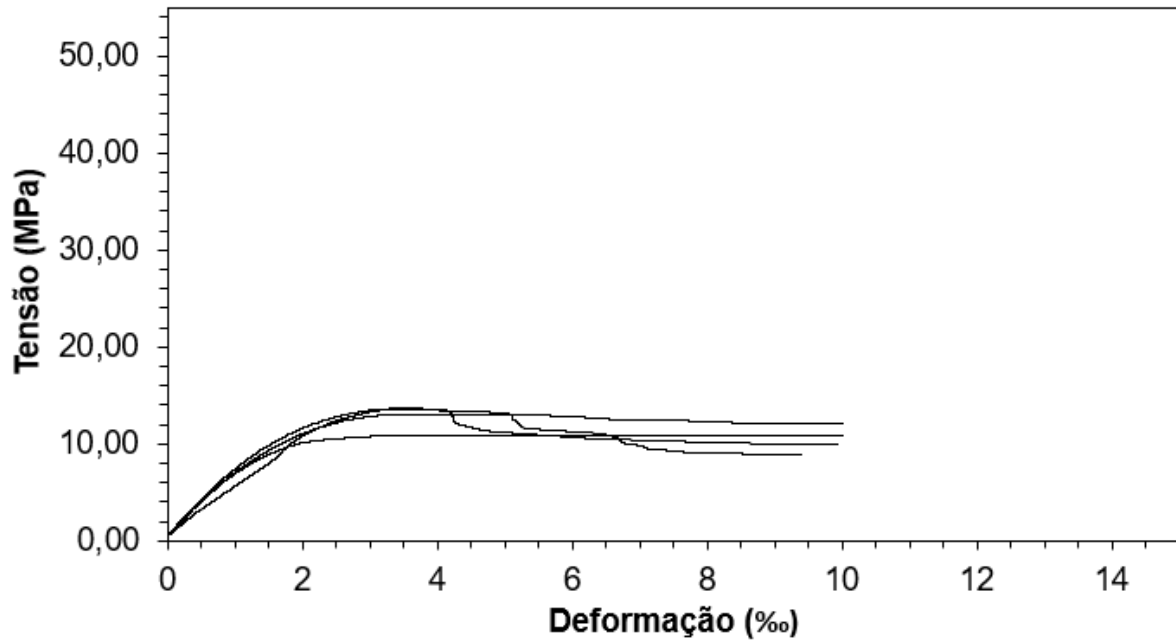


Figura 94 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M04 aos 7 dias.

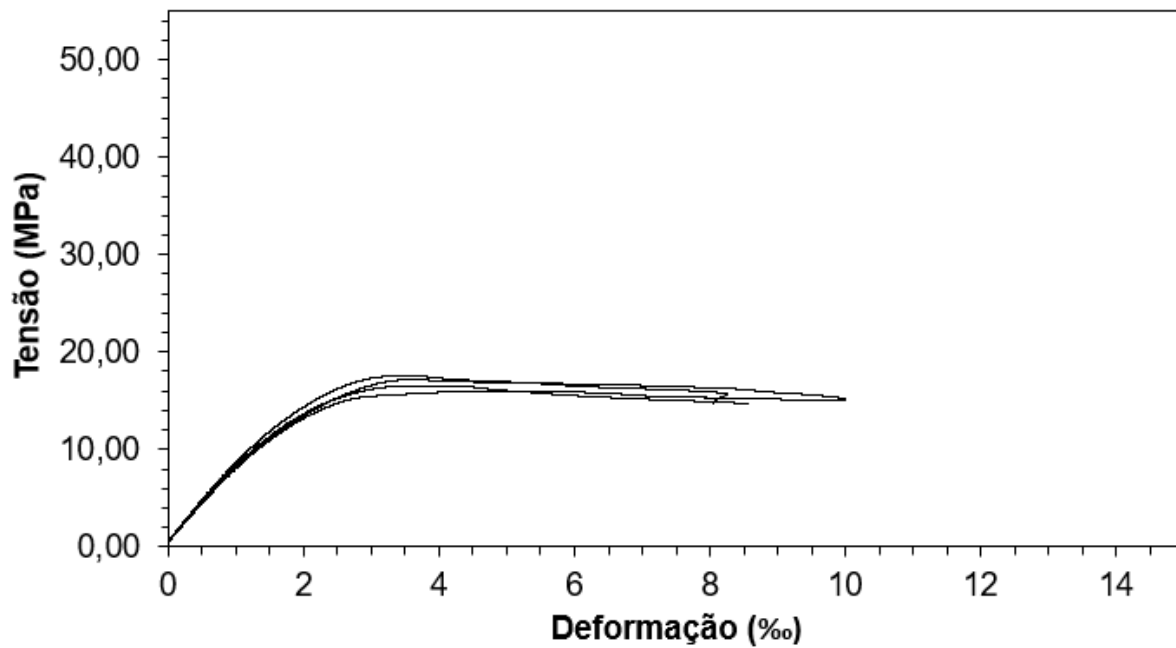


Figura 95 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M04 aos 28 dias.

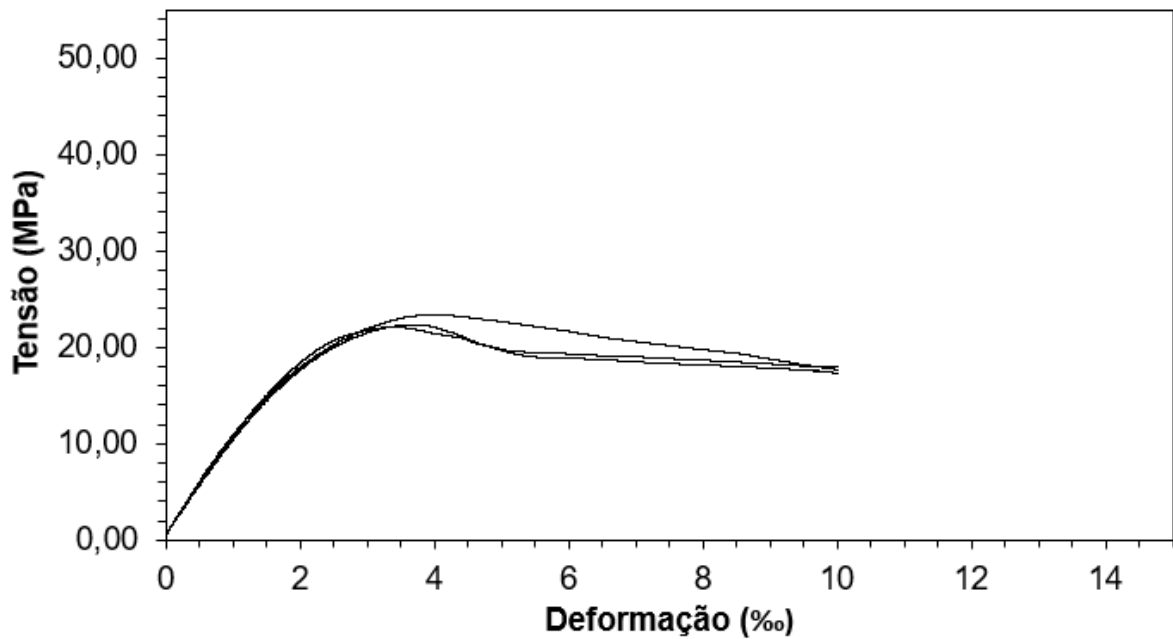


Figura 96 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M3.1 aos 7 dias.

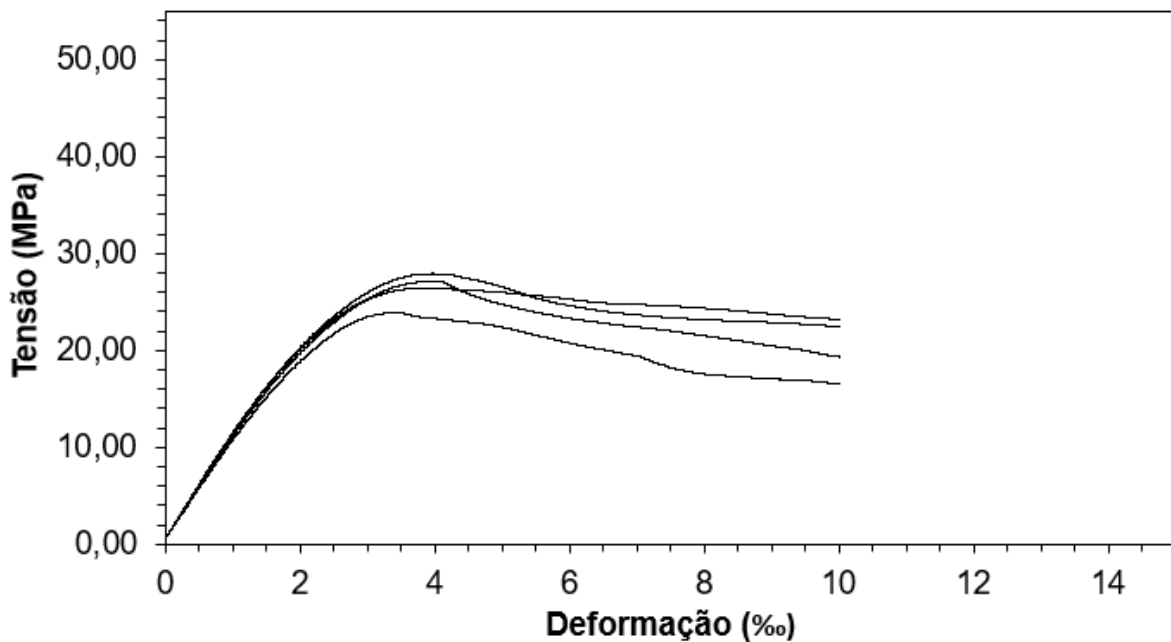


Figura 97 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M3.1 aos 28 dias.

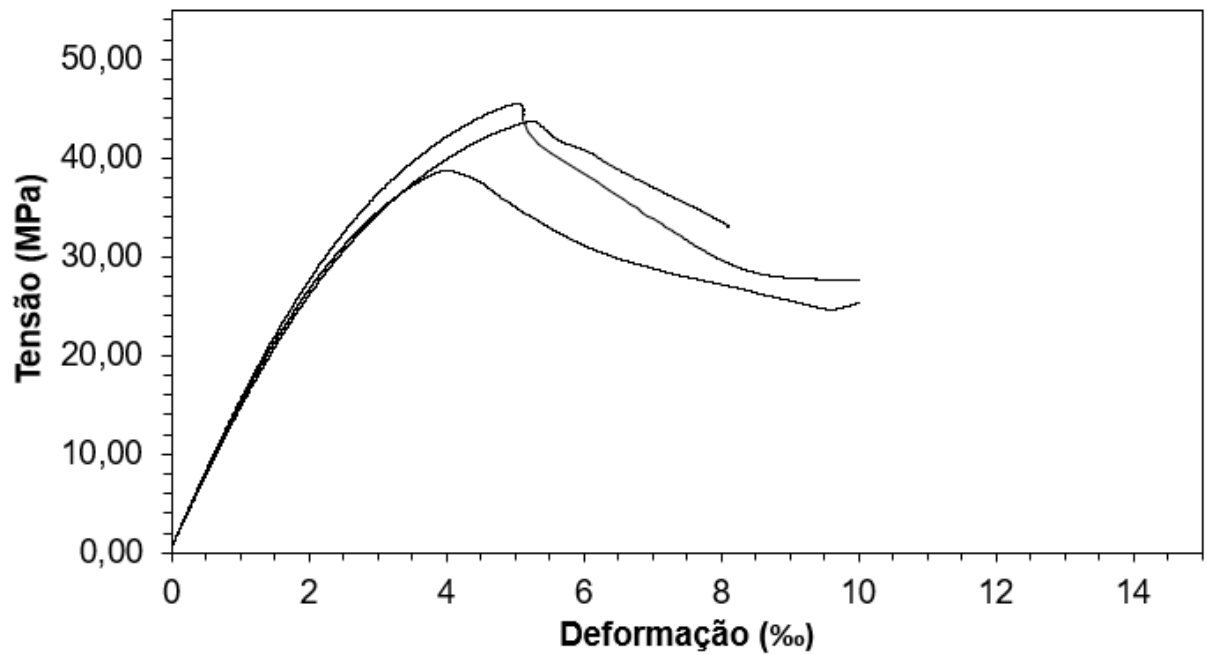


Figura 98 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M3.2 aos 7 dias.

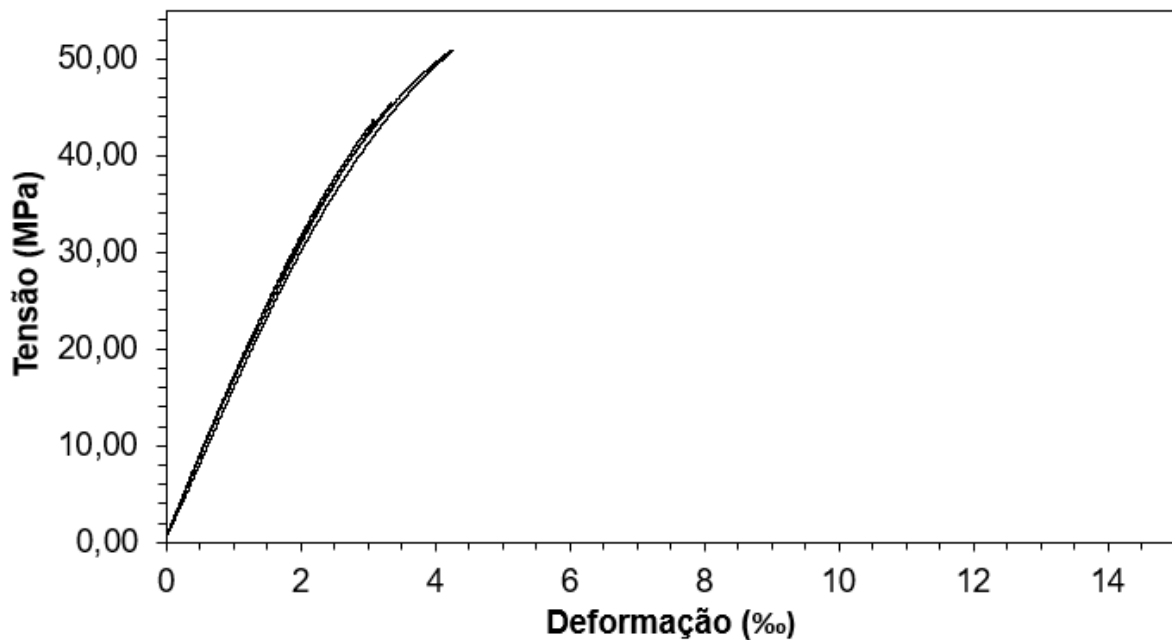


Figura 99 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M3.2 aos 28 dias.



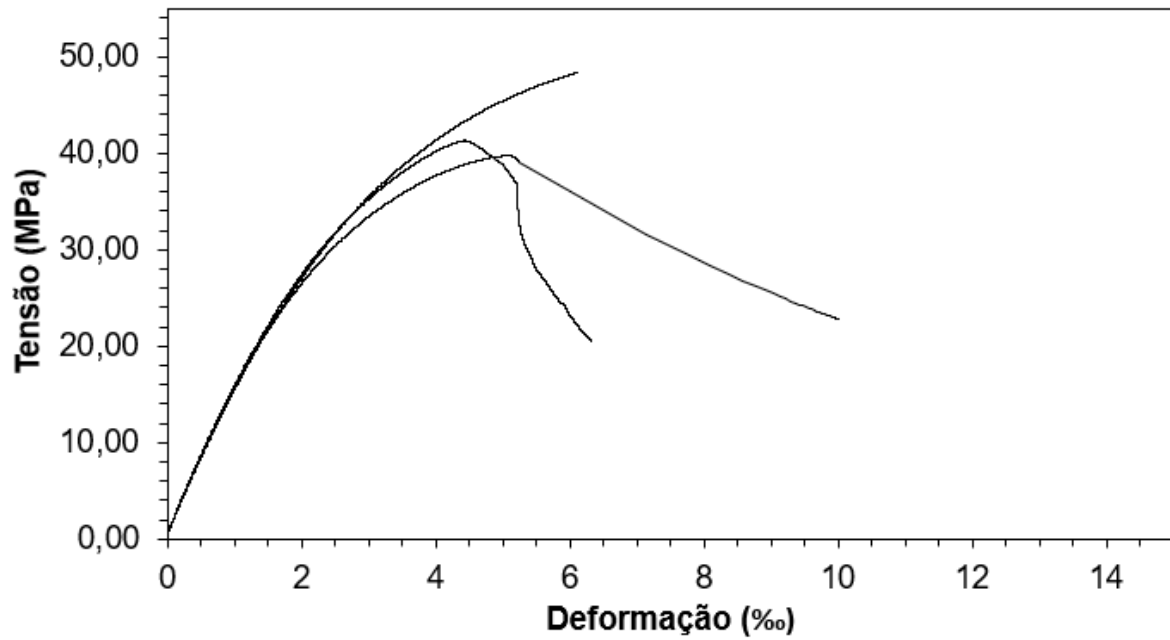


Figura 100 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M3.2-F aos 7 dias.

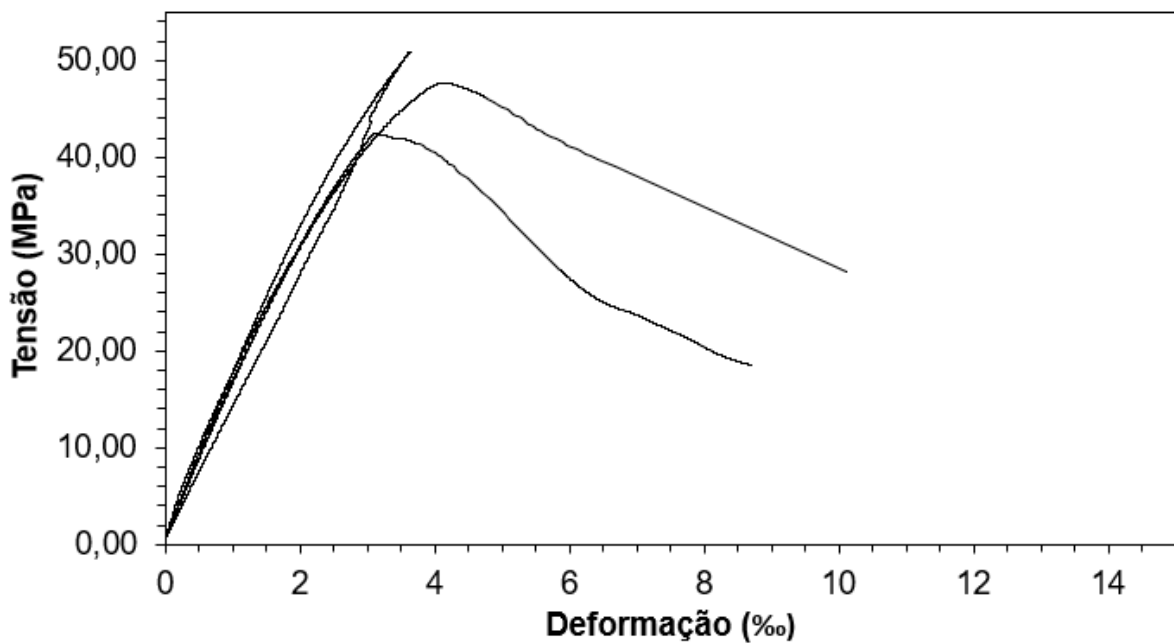


Figura 101 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M3.2-F aos 28 dias.

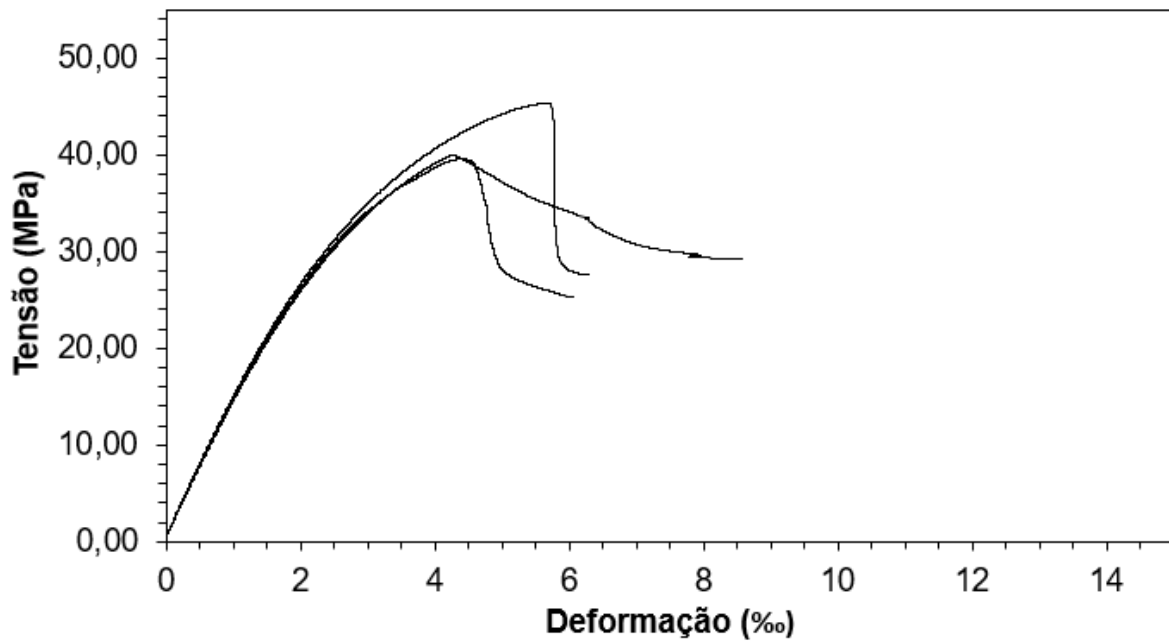


Figura 102 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M3.2-S aos 7 dias.

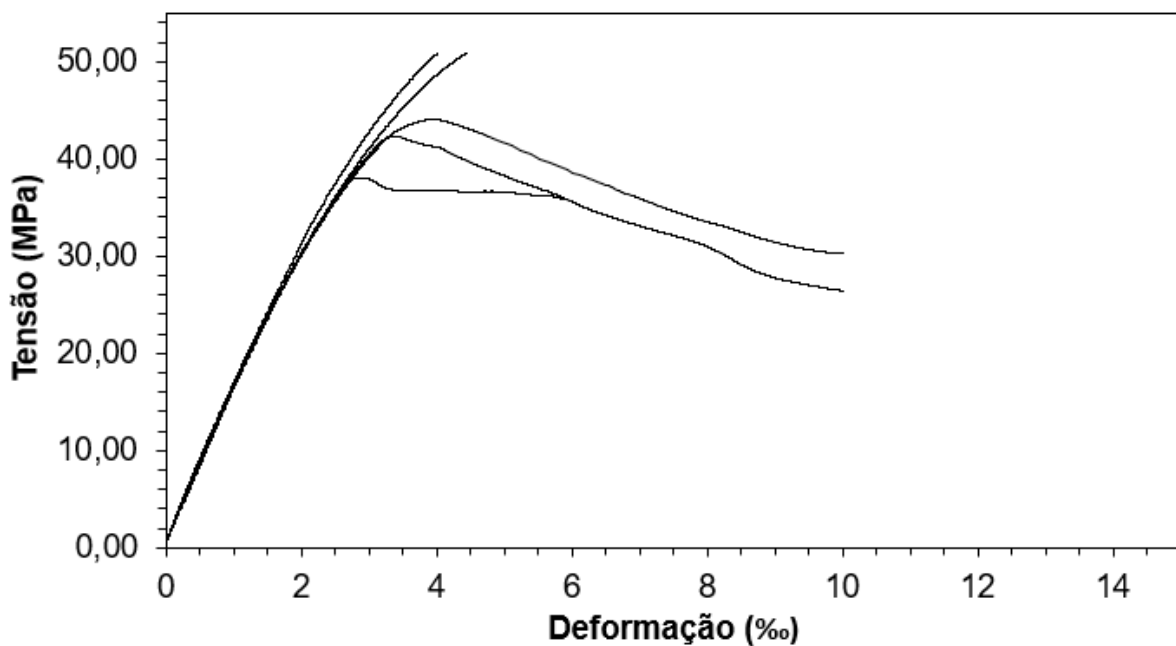


Figura 103 - Curvas tensão vs deformação de todos os corpos de prova, obtidas nos ensaios de compressão, da mistura M3.2-S aos 28 dias.

## ANEXO II - FOTOS



Figura 104 – Após o ensaio de compressão realizado para a determinação do índice de atividade pozolânica da metacaulinita.



Figura 105 – Após o ensaio de compressão - Mistura M01 rompida aos 7 dias.



Figura 106 – Após o ensaio de compressão - Mistura M01 rompida aos 28 dias.



Figura 107 - Após o ensaio de compressão - Mistura M02 rompida aos 7 dias.



Figura 108 - Após o ensaio de compressão - Mistura M02 rompida aos 28 dias.



Figura 109 – Após o ensaio de compressão - Mistura M03 rompida aos 7 dias.



Figura 110 – Após o ensaio de compressão - Mistura M03 rompida aos 28 dias.



Figura 111 – Após o ensaio de compressão - Mistura M04 rompida aos 7 dias.



Figura 112 – Após o ensaio de compressão - Mistura M04 rompida aos 28 dias.



Figura 113 – Após o ensaio de compressão - Mistura M3.1 rompida aos 7 dias.



Figura 114 – Após o ensaio de compressão - Mistura M3.1 rompida aos 28 dias.



Figura 115 – Após o ensaio de compressão - Mistura M3.2 rompida aos 7 dias.



Figura 116 – Após o ensaio de compressão - Mistura M3.2 rompida aos 28 dias.

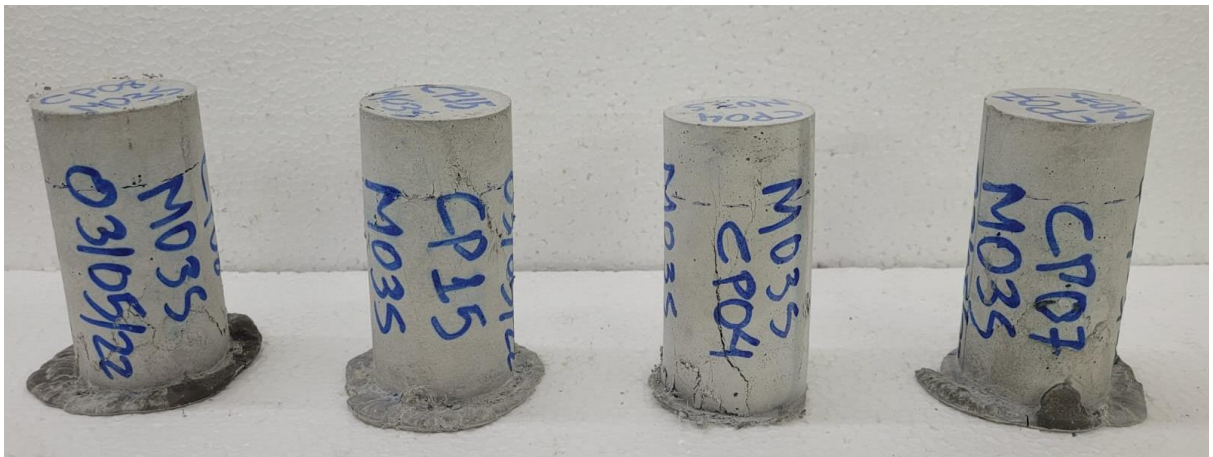


Figura 117 – Após o ensaio de compressão - Mistura M3.2-S rompida aos 7 dias.



Figura 118 – Após o ensaio de compressão - Mistura M3.2-S rompida aos 28 dias.



Figura 119 – Após o ensaio de compressão - Mistura M3.2-F rompida aos 7 dias.



Figura 120 – Após o ensaio de compressão - Mistura M3.2-F rompida aos 28 dias.





Figura 121 – Amostras da concretagem C1 rompidos após 28 dias de cura para a sua caracterização.



Figura 122 – Amostras da concretagem C1 rompidos após 28+7 dias de cura.



Figura 123 - Amostras da concretagem C1 rompidos após 28+28 dias de cura.

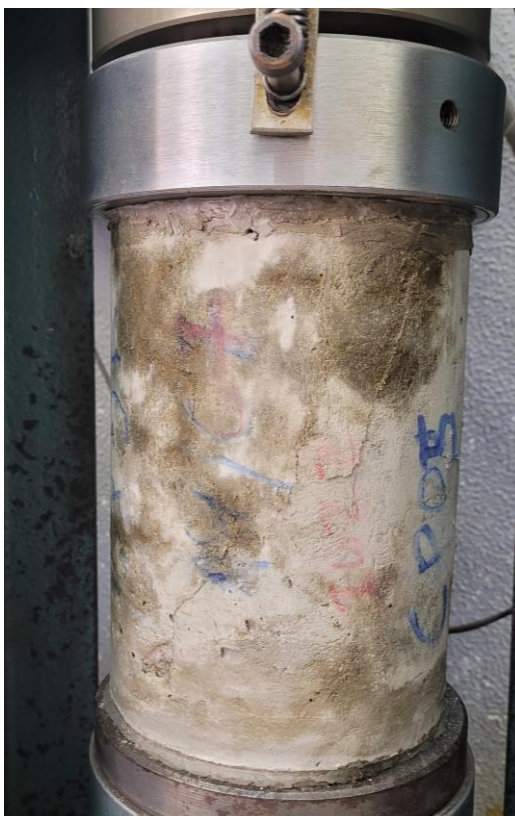


Figura 124 – Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 7 dias do CP05 reparado sem dano (C1-SD), camada de 2,2 cm do reparo.

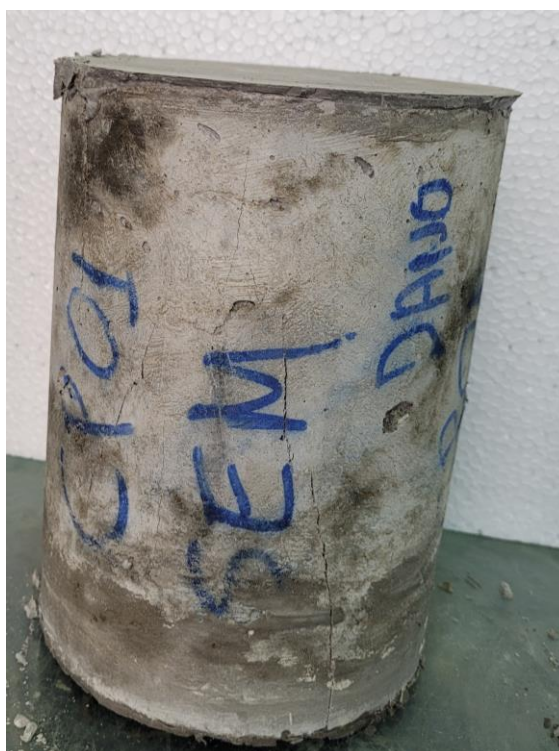


Figura 125 - Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 7 dias do CP01 reparado sem dano (C1-SD), camada de 2,2 cm do reparo.

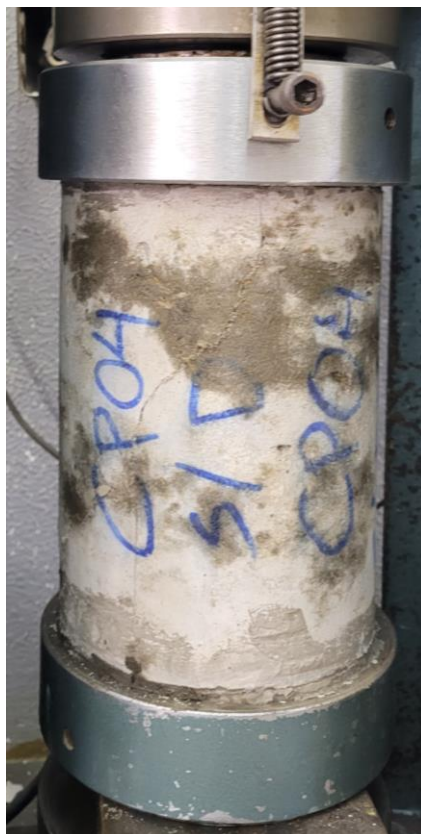


Figura 126 - Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 7 dias do CP04 reparado sem dano (C1-SD), camada de 2,2 cm do reparo.

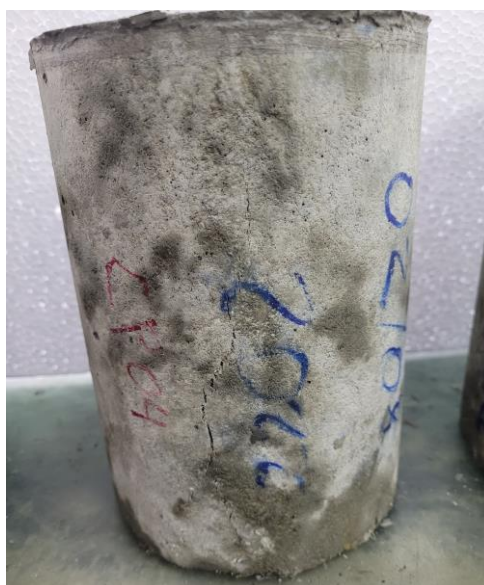


Figura 127 - Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 7 dias do CP04 reparado, com dano 50% (C1-D50), camada de 2,2 cm do reparo.

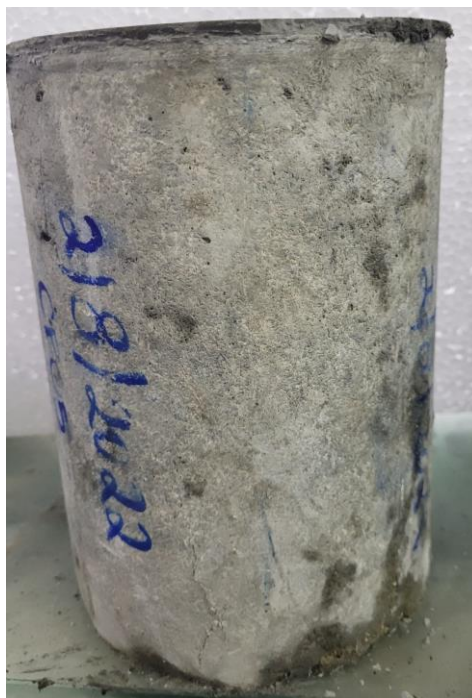


Figura 128 - Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 7 dias do CP05 reparado, com dano 50% (C1-D50) camada de 2,20 cm do reparo.



Figura 129 - Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 28 dias do CP07 reparado, com dano 50% (C1-D50) camada de 2,20 cm do reparo.



Figura 130 - Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 28 dias do CP08 reparado, com dano 50% (C1-D50) camada de 2,20 cm do reparo.



Figura 131 - Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 28 dias do CP01 reparado, com dano 50% (C1-D50) camada de 1,70 cm do reparo.



Figura 132 - Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 28 dias do CP01 reparado, com dano 80% (C1-D80) camada de 2,2 cm do reparo.

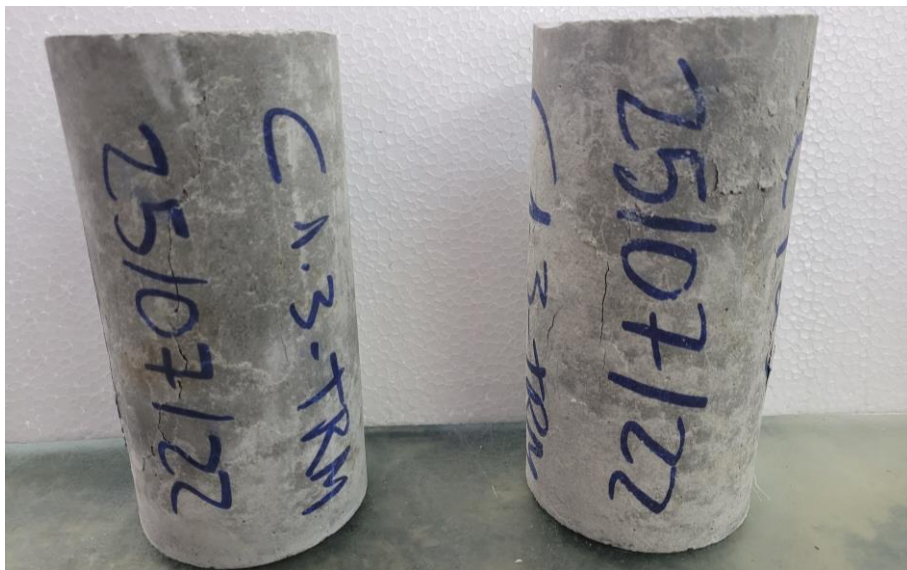


Figura 133 – Amostras da concretagem C2 rompidos após 28 dias de cura.



Figura 134 - Amostras da concretagem C2 rompidos após 28+28 dias de cura.



Figura 135 - Foto retirada com o CP01 preparado para a realização do ensaio de compressão aos 28 dias (CP-D80).

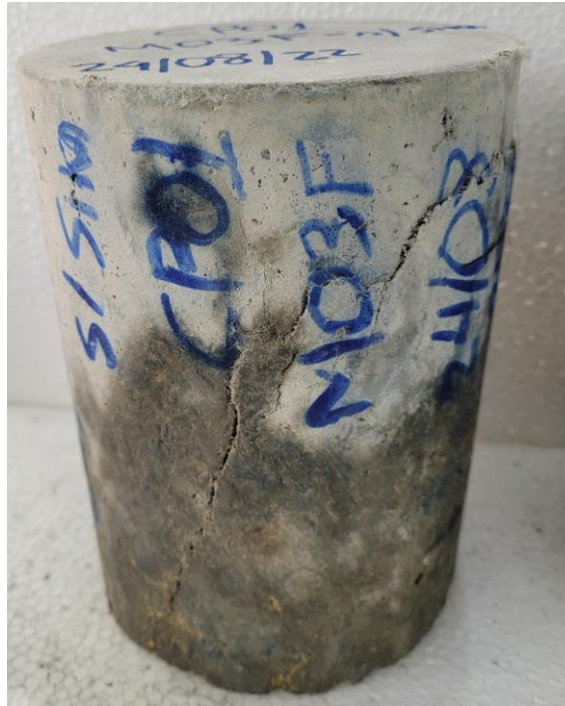


Figura 136 – Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 28 dias do CP01 reparado com dano 80% (C2-D80) camada de 2,2 cm do reparo.



Figura 137 – Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 28 dias do CP02 reparado com dano 80% (C2-D80) camada de 2,2 cm do reparo.



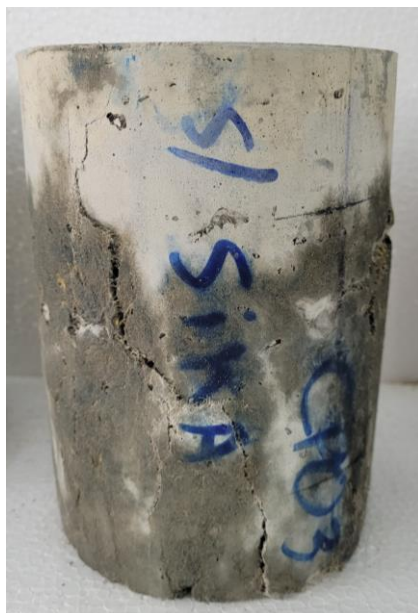


Figura 138 – Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 28 dias do CP03 reparado com dano 80% (C2-D80) camada de 2,2 cm do reparo.

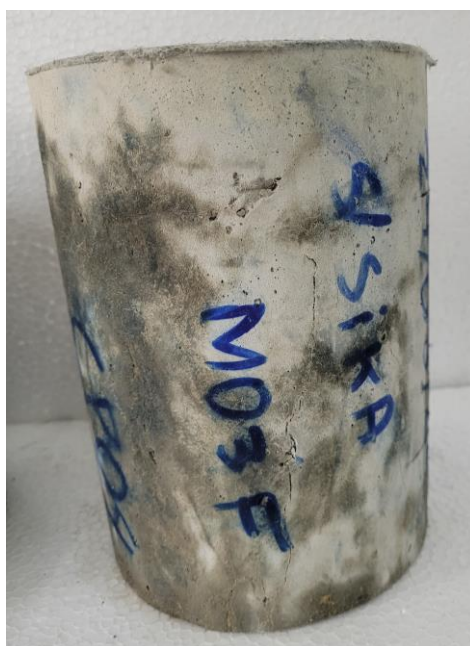


Figura 139 – Padrão de fissuração após o ensaio de compressão aos 28 dias do CP04 reparado com dano 80% (C2-D80) camada de 2,2 cm do reparo.



Figura 140 - Foto retirada com o CP04 preparado para a realização do ensaio de compressão aos 28 dias (C2-D80-AP).

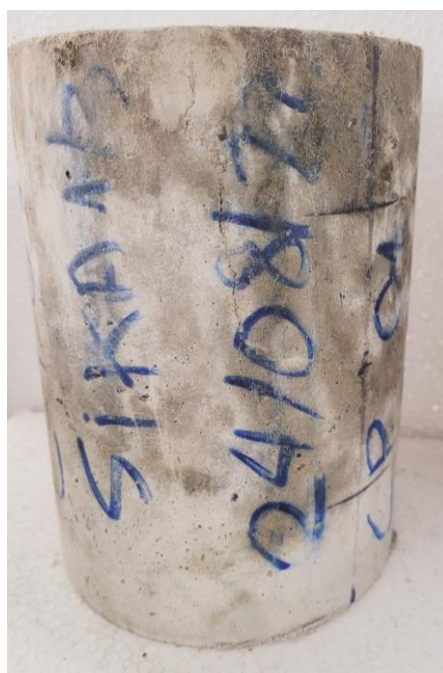


Figura 141 – Padrão de fissuração do CP01 reparado com dano 80% (C2-D80-AP) camada de 2,2 cm do reparo, rompidos após os 28 dias de cura.

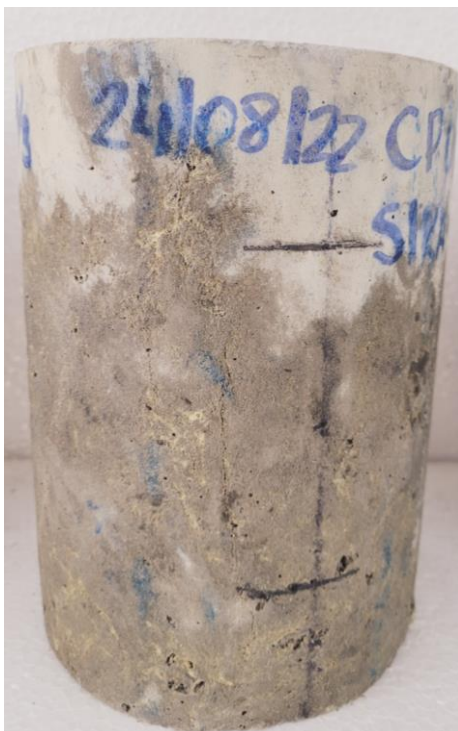


Figura 142 – Padrão de fissuração do CP02 reparado com dano 80% (C2-D80-AP) camada de 2,2 cm do reparo, rompido após os 28 dias de cura.

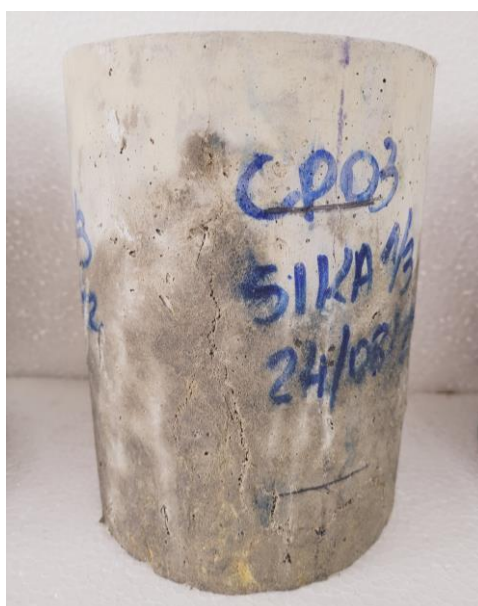


Figura 143 – Padrão de fissuração do CP03 reparado com dano 80% (C2-D80-AP) camada de 2,2 cm do reparo, rompido após os 28 dias de cura.

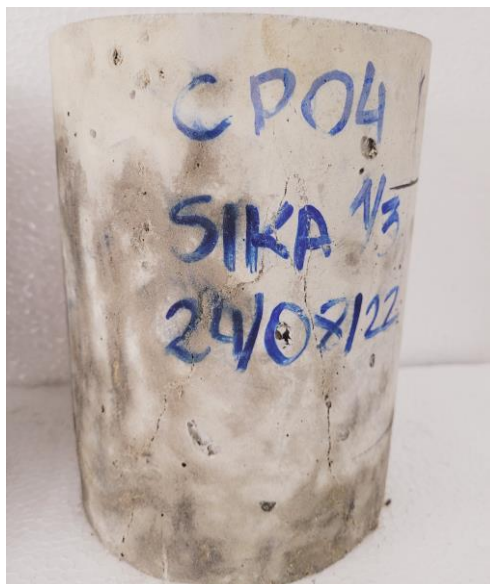


Figura 144 – Padrão de fissuração do CP04 reparado com dano 80% (C2-D80-AP) camada de 2,2 cm do reparo, rompidos após os 28 dias de cura.