

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MIKAEL MILAM DA SILVA

**ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS APLICADOS AO CONCRETO
REFORÇADO COM FIBRAS (CRF): EVOLUÇÃO DA
VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE PULSO
ULTRASSÔNICO (VPU) E CORRELAÇÕES**

MARINGÁ

2022

MIKAEL MILAM DA SILVA

**ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS APLICADOS AO CONCRETO
REFORÇADO COM FIBRAS (CRF): EVOLUÇÃO DA VELOCIDADE
DE PROPAGAÇÃO DE PULSO ULTRASSÔNICO (VPU) E
CORRELAÇÕES**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá

Orientador: Prof. Vladimir José Ferrari

MARINGÁ

2022

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

S586e Silva, Mikael Milam da
Ensaios não destrutivos aplicados ao concreto reforçado com fibras : evolução da velocidade de Propagação de Pulso Ultrassônico (VPU) e correlações / Mikael Milam da Silva. -- Maringá, PR, 2022.
146 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil,

1. Ensaios não destrutivos. 2. Concreto reforçado com fibras de aço (CRFA). 3. Concreto - Correlações. I. Ferrari, Vladimir José, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

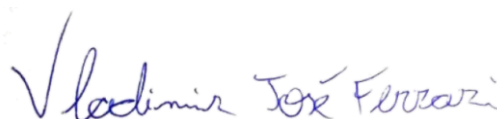
CDD 23.ed. 624.171

MIKAEL MILAM DA SILVA

**ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS APLICADOS AO CONCRETO REFORÇADO
COM FIBRAS (CRF): EVOLUÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE
PULSO ULTRASSÔNICO (VPU) E CORRELAÇÕES**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 07/10/2022, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Vladimir José Ferrari
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Orientador



Prof. Dr. Paulo Roberto Lopes Lima
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFBA
Universidade Estadual de Feira de Santana



Profa. Dra. Sílvia Paula Sossai Altoé
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá

Dedico este trabalho aos meus pais, Milton e Ivanise, pelo apoio em toda esta jornada.

AGRADECIMENTOS

A minha família, em especial aos meus pais Milton e Ivanise, pelo apoio e suporte desde o início do mestrado.

Ao professor e orientador Vladimir José Ferrari, pela imensa ajuda e pela total disposição que sempre mostrou desde o início da pesquisa.

Ao professor José Wilson Assunção, pela ajuda no laboratório e pelas dicas para a execução da parte experimental.

Ao meu amigo Vinícius Brother dos Santos, por todo o suporte no momento mais crítico para o desfecho deste trabalho.

Ao meu amigo André Vitor Benedito, por disponibilizar seu apartamento para a minha estadia em Maringá e pela companhia durante o período que estive na cidade realizando a parte experimental do trabalho.

Ao professor Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis, pela ajuda na escrita do trabalho e pela disponibilidade para sempre sanar as dúvidas do mestrado.

Ao marceneiro Sandro (in memoriam), que realizou os moldes de madeira para a execução da etapa experimental.

A professora Silvia Paula Sossai Altoé, pelas conversas e companhia no laboratório.

Ao meu parceiro de mestrado Rodolfo Coleone Sanvezzo, pela ajuda para a execução da parte experimental do trabalho.

Ao meu colega de mestrado José Venâncio Pinheiro Rotta, pela companhia no laboratório.

Aos professores Romel Dias Vanderlei e Nara Villanova Menom, pela contribuição na etapa inicial do trabalho.

Ao corpo docente do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá, por todos os ensinamentos que adquiri.

Agradeço a Deus, por me dar forças, capacitação, e por colocar estas pessoas no meu caminho durante o processo deste trabalho.

RESUMO

O concreto é um dos materiais mais utilizados no mundo, tendo um ótimo desempenho quando submetido a tensões de compressão, porém quando solicitado à tração o material possui baixa resistência e uma ruptura frágil. Para a melhoria de suas propriedades mecânicas, a adição de fibras de aço fornece ao compósito uma resposta mais dúctil, obtendo um material com uma maior tenacidade. O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), vem sendo estudado em diversas pesquisas através de ensaios destrutivos. Com o intuito de analisar o CRFA com mais detalhes, a aplicação de ensaios não destrutivos (END), como a velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU), a dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão para a obtenção do índice esclerométrico (IE), e o método das frequências naturais de vibração para a obtenção do módulo de elasticidade dinâmico (E_d), são utilizados em atuais pesquisas, sendo correlacionados os resultados destes ensaios com as propriedades mecânicas do material. No caso da VPU, além das correlações, é possível realizar um estudo do processo de cura do material se realizado o ensaio desde as primeiras idades. A presente pesquisa, visou avaliar o processo de consolidação do concreto através da VPU desde o primeiro dia até a idade de 28 dias. Os modos de transmissão da VPU utilizados foram o modo direto (MTD), leitura em duas faces opostas do material, e o modo semidireto (MTS), leitura em faces adjacentes. Além disso, realizou-se correlações da resistência à compressão (f_c), resistência à tração na flexão (f_t) e módulo de elasticidade estático (E_c) do CRFA com os resultados obtidos dos ensaios não destrutivos nas idades de 7, 28 e 56 dias. Para isso, foi utilizada uma fibra com ancoragem nas extremidades de 33 milímetros, variando os teores de fibras de 0%, 0,35%, 0,70%, 1,05%, totalizando 4 modelos de concretos de classe C30. Os resultados demonstraram que para os grupos de concretos analisados, a adição de fibras tende a diminuir a VPU, denotando um aumento na heterogeneidade do compósito. Além disso, ao se comparar os modos de transmissão, o MTS tende a obter resultados maiores do que o MTD, no entanto, as diferenças dos resultados são inferiores a 15%, mostrando um indício de baixa heterogeneidade do material. Dentre as correlações, as melhores equações foram as correlações combinadas, tanto para a resistência à compressão (VPU x IE x f_c), com $R^2 = 0,889$, quanto para o módulo de elasticidade estático (VPU x IE x E_c), com $R^2 = 0,787$. No entanto, as correlações simples (VPU x f_c) com $R^2 = 0,888$ e (VPU x E_c) com $R^2 = 0,777$ também apresentaram bons coeficientes, obtendo valores próximos das correlações combinadas. Em relação a estimativa da resistência à tração na flexão, a melhor correlação foi considerar a porcentagem de fibras como uma variável (VPU x % fibras x f_t), com um $R^2 = 0,489$, tendo baixa representatividade com os resultados experimentais, portanto, não sendo recomendada a correlação desta propriedade mecânica. A análise entre os módulos de elasticidade dinâmico e estático apresentou relações entre ambos os parâmetros e foi realizado uma curva de correlação com a finalidade de se obter uma equação analítica para obter o módulo de elasticidade estático a partir do dinâmico. Como conclusão a pesquisa mostrou que para concretos de resistência normal, a adição de fibras no compósito tende a aumentar a heterogeneidade do material. Entretanto, conforme os resultados obtidos pela evolução diária da VPU através do MTD, as fibras contribuem no processo de consolidação de endurecimento do concreto, devido ao auxílio que as fibras oferecem em evitar a extensão de microfissuras existentes no material por retração. Por fim, fica evidenciado a importância de se desenvolver curvas de correlações entre ensaios destrutivos e não destrutivos para a elaboração de equações analíticas que estimam as propriedades mecânicas do CRFA.

Palavras-chave: Resistência à compressão do CRFA. Módulo de elasticidade. Índice esclerométrico. Propriedades mecânicas do CRFA. Resistência à tração na flexão. VPU.

ABSTRACT

The concrete is one of the most used materials around the world, having a great performance when subjected to compressive stresses, but when requested to tension the concrete has low strength and a brittle failure. To improve its mechanical properties, the addition of steel fibers provides the composite a more ductile response, obtaining a material with greater toughness. The steel fiber reinforced concrete (SFRC) has been studied in several research by destructive tests. To analyze the SFRC, the application of non-destructive testing (NDT), such as ultrasonic pulse velocity (UPV), surface hardness by rebound hammer to obtain the rebound number (RN), and the dynamic modulus of elasticity (E_d) by the impulse excitation of vibration, are used in current research, and the results of these tests are correlated with the mechanical properties of the material. In the case of UPV, besides the correlations, it is possible to study the curing process of the concrete if the test is carried from the earliest ages. The present study has the objective to evaluate the curing process of the concrete by the UPV from day 1 to age 28 days. The transmission modes of UPV used were the direct mode (DTM), reading in two opposite faces of the material, and the semi-direct mode (STM), reading in adjacent faces. In addition, for the curing ages of 7, 28 and 56 days of the SFRC, correlations with the compressive strength (f_c), flexural strength (f_t) and static modulus of elasticity (E_c) and the non-destructive tests results were proposed. Therefore, a hooked-end steel fiber with 33 millimeters in length were used for 4 models of C30 concrete grades with 0%, 0.35%, 0.70% and 1.05% fiber volume content. The results showed that for the models analyzed, the addition of the steel fibers decrease the UPV, due to the increase of the heterogeneity of the composite. Moreover, when comparing the transmission modes, the STM presented higher results than the DTM, however, the difference of the results is less than 15%, showing that the composite has low heterogeneity. About the correlations, the best equations were the combined correlations, both for the compressive strength (UPV x RN x f_c), with $R^2 = 0.889$, and for the static modulus of elasticity (UPV x RN x E_c), with $R^2 = 0.787$. However, the simple correlations (UPV x f_c), with $R^2 = 0.888$ and (UPV x E_c) with $R^2 = 0.777$, also showed good coefficients obtaining near values of the combined correlations. Regarding the prediction of flexural strength, the best correlation was to consider the fiber volume content as a parameter (UPV x % fibers x f_t), with an $R^2 = 0.489$, having low representativeness with the experimental results, not being recommended its use to predict this mechanical property. The analysis between the dynamic and static modulus of elasticity showed a good relationship and an analytical equation was proposed by correlation to obtain the static modulus of elasticity from the dynamic one. Furthermore, the results showed that for normal strength concretes, the addition of steel fibers increases the heterogeneity of the composite. However, from the observed UPV daily results by DTM, this addition contributes to the consolidation process of hardening of concrete, due the contribution that the fibers offer in avoiding the extension existing microcracks in the concrete by shrinkage. Finally, it is evidenced the importance of developing correlation curves between non-destructive and destructive tests and prediction models of the SFRC mechanical properties.

Keywords: Compressive stress of SFRC. Modulus of elasticity. Rebound number. Mechanical properties of SFRC. Flexural strength. UPV.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Compósito concreto.....	24
Figura 2.2 - Perfis de tensão-posição quando o comprimento da fibra é igual ao l_c (a), maior que o l_c (b), e menor que o l_c (c)	25
Figura 2.3 - Representação de um compósito com fibras alinhadas em uma direção.....	26
Figura 2.4 - Curva esquemática tensão-deformação do compósito, da fibra e da matriz.....	27
Figura 2.5 - Representação de um compósito com fibras descontinuas distribuídas aleatoriamente... ..	27
Figura 2.6 - Curva carga-deflexão durante ensaio de tração na flexão de compósitos reforçados com fibras em teores abaixo (I), igual (II) e acima (III), do V_f	28
Figura 2.7 - Comportamento da matriz à tração com e sem fibras	29
Figura 2.8 - Sistema estrutural do CRF.....	31
Figura 2.9 - Perfis de fibras.....	32
Figura 2.10 - Gráficos volume de fibras relacionando com a deformação na carga de pico, resistência residual à compressão e tenacidade.....	34
Figura 2.11 - Comportamento da seção de CRFA submetida à flexão	37
Figura 2.12 - Curva carga x deflexão de seção submetida à flexão	38
Figura 2.13 - Posicionamento dos apoios, do LVDT e o sistema Yoke conforme a SF4 (JSCE, 1984a)	38
Figura 2.14 - Curva carga x deflexão.....	39
Figura 2.15 - Modelo esquemático do ensaio da C1399 (ASTM, 2015)	40
Figura 2.16 - Curva carga x deflexão da norma C1399 (ASTM, 2015).....	40
Figura 2.17 - Curva Carga x deflexão norma ASTM C1609	41
Figura 2.18 - Ensaio da norma EN 14651 (BS, 2007) pelo controle do CMOD	43
Figura 2.19 - Ensaio da norma EN 14651 (BS, 2007) pelo controle da deflexão	43
Figura 2.20 - Curva força x CMOD da norma EN 14651 (BS, 2007)	44
Figura 2.21 - Aparelho VPU em aplicação no concreto	45
Figura 2.22 - Métodos de transmissão do VPU	46
Figura 2.23 - Procedimento de ensaio de transmissão indireta	46
Figura 2.24 - Gráfico tempo x distância das leituras do método indireto	47
Figura 2.25 - Evolução da VPU até a idade de 28 dias.....	48
Figura 2.26 - Aplicação do esclerômetro em uma superfície.....	48
Figura 2.27 - Ensaio do método das frequências naturais de vibração	50
Figura 2.28 - Correlação Resistência à compressão x VPU.....	51
Figura 2.29 - Correlação módulo de elasticidade estático x VPU.....	52

Figura 2.30 - Relação exponencial e linear da VPU e IE com o módulo de elasticidade do concreto com 1% de fibras.....	53
Figura 2.31 - Relação exponencial e linear da VPU e IE com o módulo de elasticidade do concreto com 3% de fibras.....	54
Figura 2.32 - Correlação resistência à tração na flexão x IE.....	55
Figura 2.33 - Correlação resistência à tração na flexão x VPU	55
Figura 3.1 - Resumo do programa experimental.....	56
Figura 3.2 - Mistura dos concretos em betoneira elétrica	58
Figura 3.3 - Ensaio de abatimento de tronco de cone de concreto do grupo CREF.....	59
Figura 3.4 - Fibras de aço.....	60
Figura 3.5 - Agregado miúdo.....	61
Figura 3.6 – Curva de distribuição granulométrica da areia	62
Figura 3.7 - Agregado graúdo	62
Figura 3.8 - Curva de distribuição granulométrica do agregado graúdo.....	63
Figura 3.9 - Mesa vibratória.....	64
Figura 3.10 – Sequência de moldagem dos corpos de prova prismáticos	65
Figura 3.11 - Câmara úmida.....	65
Figura 3.12 - Equipamento Ultrassom	66
Figura 3.13 - Calibração do ultrassom em barra de referência	67
Figura 3.14 - Arranjos dos transdutores nos CPs prismáticos para o ensaio diário de VPU.....	68
Figura 3.15 – Modo de transmissão direta nos corpos de prova cilíndricos	68
Figura 3.16 - Equipamento Sonelastic	69
Figura 3.17 - Posicionamento do corpo de prova no suporte ajustável.....	70
Figura 3.18 - Esclerômetro analógico de impacto do tipo Schmidt	71
Figura 3.19 - Malha no corpo de prova cilíndrico para aplicação do esclerômetro	72
Figura 3.20 – Reticulado desenhado no corpo de prova prismático para aplicação do esclerômetro..	72
Figura 3.21 - Ensaio de esclerometria.....	73
Figura 3.22 - Prensa Instron EMIC 23-600.....	74
Figura 3.23 – Ciclos de carregamento para a determinação do módulo de elasticidade estático.....	75
Figura 3.24 - Ensaio de resistência à compressão axial	76
Figura 3.25 - Ensaio de resistência à tração na flexão em 4 -pontos	78
Figura 4.1 - Evolução da VPU pelo método direto (MTD)	79
Figura 4.2 - Evolução da VPU pelo método semidireto (MTS).....	80
Figura 4.3 - Incremento da amplitude da VPU x dias.....	83
Figura 4.4 - Resultado da VPU conforme o modo de transmissão da onda.....	84
Figura 4.5 - Evolução da resistência à compressão dos grupos de concreto ao longo da idade.....	86
Figura 4.6 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados de resistência à compressão .	87

Figura 4.7 - Evolução do módulo de elasticidade estático dos grupos de concreto ao longo da idade	88
Figura 4.8 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados do módulo de elasticidade estático.....	88
Figura 4.9 - Evolução da resistência à tração na flexão dos grupos de concreto ao longo da idade	89
Figura 4.10 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados de resistência à tração na flexão.....	90
Figura 4.11 - Evolução do IE nos CPs cilíndricos ao longo das idades	91
Figura 4.12 - Evolução do IE nos CPs prismáticos ao longo das idades	92
Figura 4.13 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados do IE nos CPs cilíndricos...	93
Figura 4.14 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados do IE nos CPs prismáticos .	93
Figura 4.15 - Curva de correlação IE x f_c	94
Figura 4.16 - Estimativa do valor de resistência à compressão pela equação de correlação (IE x f_c)..	95
Figura 4.17 - Comparação da curva (IE x f_c) com curvas obtidas por outros autores.....	96
Figura 4.18 - Comparativo dos resultados experimentais com os analíticos da curva (IE x f_c) com outros autores	97
Figura 4.19 - Curva de correlação (IE x E_c).....	98
Figura 4.20 - Estimativa do valor do módulo pela equação de correlação (IE x E_c).....	99
Figura 4.21 - Evolução da VPU nos CPs cilíndricos ao longo das idades	101
Figura 4.22 - Evolução da VPU nos CPs prismáticos ao longo das idades	102
Figura 4.23 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados da VPU nos CPs cilíndricos	102
Figura 4.24 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados da VPU nos CPs prismáticos	103
Figura 4.25 - Curva de correlação (VPU x f_c).....	104
Figura 4.26 - Estimativa do valor do módulo pela equação de correlação (VPU x f_c)	105
Figura 4.27 - Comparação das curvas (VPU x f_c) com outros autores.....	105
Figura 4.28 - Comparativo dos resultados experimentais com os analíticos da curva (VPU x f_c) com outros autores	106
Figura 4.29 - Curva de correlação (VPU x E_c).....	107
Figura 4.30 - Estimativa do valor do módulo pela equação de correlação (VPU x E_c)	108
Figura 4.31 - Comparação das curvas (VPU x E_c) com outros autores.....	109
Figura 4.32 - Comparativo dos resultados experimentais com os analíticos da curva (VPU x E_c) com outros autores	109
Figura 4.33 - Evolução do módulo de elasticidade dinâmico de cada concreto com a idade	111
Figura 4.34 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados do módulo de elasticidade dinâmico.....	112
Figura 4.35 - Comparação entre módulos de elasticidade dinâmico e estático ao longo das idades .	113

Figura 4.36 - Curva de correlação (E_d x E_c).....	115
Figura 4.37 - Resultados experimentais x analíticos do E_c pela equação da correlação (E_d x E_c)	115
Figura 4.38 - Comparação das curvas (E_d x E_c) com outros autores.....	116
Figura 4.39 - Comparativo dos resultados experimentais com os analíticos da curva (E_d x E_c) com outros autores	117
Figura 4.40 - Análise da VPU e do IE pelo método combinado	119
Figura 4.41 - Comportamento de f_c em função de VPU e IE.....	119
Figura 4.42 - Ábaco proposto para a estimativa do f_c através da correlação múltipla	120
Figura 4.43 - Resultados experimentais x resultados analíticos do f_c pela equação da correlação (VPU x IE x f_c)	120
Figura 4.44 - Comparativo dos resultados experimentais com os analíticos da curva (VPU x IE x f_c) com outros autores	121
Figura 4.45 - Análise da VPU e do IE pelo método combinado (VPU x IE x E_c).....	123
Figura 4.46 - Comportamento de E_c em função de VPU e IE.....	123
Figura 4.47 - Ábaco proposto para a estimativa do E_c através da correlação múltipla	124
Figura 4.48 - Resultados experimentais x resultados analíticos do f_c pela equação da correlação VPU x IE x E_c	124
Figura 4.49 - Comportamento do f_t em função de VPU e da % fibras.....	126
Figura 4.50 - Ábaco proposto para a estimativa do f_t através da correlação múltipla (VPU x % fibras x f_t)	126
Figura 4.51 - Resultados experimentais x resultados analíticos do f_c pela equação da correlação (VPU x % fibras x f_t).....	127
Figura 4.52 - Comportamento do f_t em função do IE e da % fibras.....	128
Figura 4.53 - Ábaco proposto para a estimativa do f_t através da correlação múltipla (IE x % fibras x f_t)	129
Figura 4.54 - Resultados experimentais x resultados analíticos do f_t pela equação da correlação (IE x % fibras x f_t).....	129
Figura 4.55 - Resultados experimentais x resultados analíticos do f_c pelas equações simples e combinada	130
Figura 4.56 - Percentual de erro das equações para a estimativa do f_c	131
Figura 4.57 - Resultados experimentais x resultados analíticos do E_c pelas equações simples e combinada	132
Figura 4.58 - Percentual de erro das equações para a estimativa do E_c	132
Figura 4.59 - Resultados experimentais x resultados analíticos das equações do f_t	133
Figura 4.60 - Percentual de erro das equações para a estimativa do f_t	134

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Equações analíticas do módulo de elasticidade estático.....	36
Quadro 3.1 - Campanha de END e destrutivos.....	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Teores de água aproximados para diferentes abatimentos de tronco de cone e dimensões máximas do agregado.....	30
Tabela 2.2 - Coeficientes αE conforme o tipo de agregado.....	36
Tabela 3.1 - Nomenclatura dos grupos de concretos estudados.....	57
Tabela 3.2 - Massa específica dos grupos de concreto.....	59
Tabela 3.3 - Composição granulométrica da areia.....	61
Tabela 3.4 - Análise granulométrica da brita.....	63
Tabela 3.5 - Fator de correção h/D.....	77
Tabela 4.1 - Amplitude da VPU dos grupos pelo modo direto.....	82
Tabela 4.2 - Amplitude da VPU dos grupos pelo modo semidireto.....	82
Tabela 4.3 - Resultados das resistências à compressão, módulo e tração na flexão.....	85
Tabela 4.4 - Resultados do IE nos CPs cilíndricos e prismáticos.....	90
Tabela 4.5 - Equações da correlação (IE x f_c) e coeficientes de determinação (todos os concretos) ...	94
Tabela 4.6 - Equações da correlação (IE x E_c) e coeficientes de determinação.....	98
Tabela 4.7 - Resultados da VPU nos CPs cilíndricos e prismáticos.....	100
Tabela 4.8 - Equações da correlação (VPU x f_c) e seus coeficientes de determinação.....	103
Tabela 4.9 - Equações da correlação (VPU x E_c) e seus coeficientes de determinação.....	107
Tabela 4.10 – Valores médios do módulo de elasticidade dinâmico dos concretos (E_{dm}).....	110
Tabela 4.11 - Relação entre os módulos (E_d / E_c).....	113
Tabela 4.12 - Estimativa do módulo estático a partir do dinâmico.....	114
Tabela 4.13 - Equações da correlação (E_d x E_c) e coeficientes de determinação.....	114
Tabela 4.14 - Modelos de curvas e coeficientes de determinação da regressão múltipla VPU x IE x f_c	118
Tabela 4.15 - Modelos de curvas e coeficientes de determinação da regressão múltipla VPU x IE x E_c	122
Tabela 4.16 - Modelos de curvas e coeficientes de determinação da regressão múltipla VPU x % fibras x f_t	125
Tabela 4.17 - Modelos de curvas e coeficientes de determinação da regressão múltipla (IE x % fibras x f_t).....	128

LISTA DE SÍMBOLOS

END	Ensaio não destrutivo
VPU	Velocidade de propagação de pulso ultrassônico
CRFA	Concreto reforçado com fibras de aço
NBR	Norma Brasileira
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BS	British Standard
D _{máx}	Dimensão máxima característica
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
LVDT	Linear voltage diferencial transducer
FIB	Fédération Internationale du Béton
ASTM	American Society for Testing and Materials
CMOD	Crack mouth opening displacement
MTD	Modo de transmissão direta
MTS	Modo de transmissão semidireta
f_c	Resistência à compressão
E_c	Módulo de elasticidade estático
f_t	Resistência à tração na flexão
IE	Índice esclerométrico
E_d	Módulo de elasticidade dinâmico
l_c	Comprimento crítico da fibra
d	Diâmetro da fibra
σ_f	Resistência final da fibra
τ_c	Força de ligação fibra-matriz
V_{fcrit}	Volume crítico de fibras
ε_{mu}	Deformação última da matriz
η_1	Fator de correção da direção da fibra
α_E	Coefficiente conforme o tipo de agregado utilizado na mistura
C	Área de compressão
T	Área de tração
LN	Linha neutra
l	Vão de ensaio do corpo de prova prismático

L	Distância entre as faces dos transdutores
t	Tempo a partir da emissão do pulso até a sua recepção
μ	Coefficiente de Poisson
ρ	Massa específica
b	Largura do corpo de prova prismático
h	Altura do corpo de prova
D	Diâmetro do corpo de prova
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
π	Pi
CP	Corpo de prova
P	Carga de pico
T_b	Tenacidade à flexão da norma JSCE-SF4
δ_{tb}	Deformação do vão de ensaio da norma JSCE-SF4
\bar{f}_t	Fator de tenacidade à flexão da norma JSCE-SF4
ARS	Resistência residual média à flexão da norma C1399
P_A	Carga para a deflexão de 0,50 mm da norma C1399
P_b	Carga para a deflexão de 0,70 mm da norma C1399
P_c	Carga para a deflexão de 1,00 mm da norma C1399
P_d	Carga para a deflexão de 1,25 mm da norma C1399
P_1	Carga de primeiro pico da norma C1609
P_P	Carga de pico da norma C1609
P_{600}^D	Carga referente à deflexão vão/600 mm da norma C1609
P_{150}^D	Carga referente à deflexão vão/150 mm da norma C1609
f_1	Resistência à tração na flexão de primeiro pico da norma C1609
f_p	Resistência à tração na flexão de pico da norma C1609
f_{600}^D	Resistência à tração na flexão na deflexão vão/600 mm da norma C1609
f_{150}^D	Resistência à tração na flexão na deflexão vão/150 mm da norma C1609
T_{150}^D	Tenacidade à flexão até a deflexão vão/150 mm da norma C1609
$R_{T,150}^D$	Razão de resistência à tração na flexão equivalente da norma C1609
h_{sp}	Distância do topo do entalhe até o topo do CP da norma EN 14651
δ	Deflexão do corpo de prova da norma EN 14651

$f_{ct,L}^f$	Limite de proporcionalidade da norma EN 14651
F_L	Maior força registrada até o CMOD de 0,05 mm da norma EN 14651
F_j	Força correspondente ao CMOD _j da norma EN 14651
$f_{R,j}$	Resistência residual à tração na flexão do CMOD _j da norma EN 14651
CREF	Concreto convencional sem fibras
CRF1	Concreto com 0,35% de fibras
CRF2	Concreto com 0,70% de fibras
CRF3	Concreto com 1,05% de fibras
I_E	Índice esclerométrico médio
k	Coefficiente de correção do índice esclerométrico
L_f	Comprimento da fibra
\emptyset	Diâmetro
%	Por cento
σ	Desvio padrão
CV	Coefficiente de variação
R^2	Coefficiente de determinação
σ_b	Tensão do limite superior
σ_a	Tensão básica de 0,5 MPa
ε_b	Deformação específica sob a tensão do limite superior
ε_a	Deformação específica sob a tensão básica de 0,5 MPa

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	OBJETIVOS.....	23
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	24
2.1	COMPÓSITOS REFORÇADOS COM FIBRAS	24
2.1.1	Comprimento da fibra	25
2.1.2	Influência da orientação da fibra	26
2.1.3	Volume crítico de fibras	27
2.2	COMPÓSITOS CIMENTÍCIOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO	28
2.2.1	Concreto	29
2.2.2	Fibras de aço utilizadas como reforço	31
2.3	TRABALHABILIDADE E DOSAGEM DO CRFA	32
2.4	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CRFA	33
2.4.1	Resistência à compressão	34
2.4.2	Módulo de elasticidade estático	35
2.4.3	Resistência à tração na flexão	36
2.5	ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS	44
2.5.1	Ensaio de velocidade de propagação de pulso ultrassônico	44
2.5.2	Ensaio de dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão	48
2.5.3	Módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração.....	50
2.6	ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS EM CRFA E SUAS CORRELAÇÕES COM AS PROPRIEDADES MECÂNICAS	50
2.6.1	Correlações com a resistência à compressão.....	51
2.6.2	Correlações com o módulo de elasticidade estático.....	52
2.6.3	Correlações com a resistência à tração na flexão	54
3	MATERIAIS E PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	56
3.1	GRUPOS DE CONCRETOS ESTUDADOS E MATERIAIS UTILIZADOS	56
3.1.1	Fibra de aço	59
3.1.2	Cimento Portland.....	60
3.1.3	Agregado miúdo	60
3.1.4	Agregado graúdo	62
3.2	MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS DE PROVA	64

3.3	CAMPANHA DE ENSAIOS	65
3.3.1	Velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU)	66
3.3.2	Módulo de elasticidade dinâmico (E_d) pelo método das frequências naturais de vibração.	69
3.3.3	Ensaio de dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão	71
3.3.4	Ensaio de módulo de elasticidade estático (E_c)	73
3.3.5	Ensaio de resistência à compressão axial	75
3.3.6	Ensaio de resistência à tração na flexão	77
4	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	79
4.1	PROCESSO DE EVOLUÇÃO DA VPU COM A IDADE DOS CONCRETOS	79
4.2	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO DOS CONCRETOS	84
4.3	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO (IE)	90
4.3.1	Correlação simples: IE x f_c	93
4.3.2	Correlação simples: IE x E_c	97
4.4	VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDA ULTRASSÔNICA (VPU)	99
4.4.1	Correlação simples: VPU x f_c	103
4.4.2	Correlação simples: VPU x E_c	106
4.5	MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO DOS CONCRETOS	110
4.5.1	Relação E_d / E_c	112
4.5.2	Correlação simples: E_d x E_c	114
4.6	MÉTODOS COMBINADOS	117
4.6.1	VPU x IE x f_c	117
4.6.2	VPU x IE x E_c	121
4.6.3	VPU x % fibras x f_t	125
4.6.4	IE x % fibras x f_t	127
4.7	ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS EQUAÇÕES PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	130
4.8	ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS EQUAÇÕES PARA ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO	131
4.9	ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS EQUAÇÕES PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	133
5	CONCLUSÃO	135
	REFERÊNCIAS	138

1 INTRODUÇÃO

O concreto é o material mais utilizado na construção civil e o segundo bem mais consumido do mundo, ficando atrás apenas da água. O concreto convencional, comumente composto pelos materiais (agregado miúdo, agregado graúdo, cimento Portland e água), é projetado para resistir a tensões de compressão. Já para tensões de tração, não é um material com significativa resistência, sendo o valor da relação das resistências de tração/compressão do material é em torno de 0,07 a 0,11 (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

O compósito cimentício em seu estado endurecido possui microfissuras ocasionadas por fatores físicos e químicos. Dentre as causas principais que ocasionam essas pequenas aberturas internas no material, está na retração da pasta de cimento, ocasionado pelos agregados que são mais rígidos, provocando esforços de tração na pasta (NEVILLE, 2016). Cargas que submetem uma estrutura de concreto resistir à tração podem ocasionar nessas microfissuras uma abertura maior, podendo ocorrer, em uma estrutura mal dimensionada ou executada, a perda das características mecânicas do material, podendo chegar à ruptura.

Segundo Conforti *et al.* (2018), o concreto reforçado com fibras vem ganhando um crescente interesse pela comunidade do concreto devido a características como a redução do tempo de construção, redução do custo da mão de obra e melhora das propriedades à tração. O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) é considerado como um novo material compósito, no entanto, o princípio da adição de fibras para melhorar as propriedades mecânicas é datada de longo tempo. Pela adição de fibras de aço ao concreto, sua ductilidade é melhorada e a resistência à tração pós-fissuração é incrementada (ABRISHAMBAF; CUNHA e BARROS, 2015).

No Brasil, a norma acerca do emprego do CRFA como material estrutural de vigas (como redução da armadura tracionada pela flexão e/ou pela substituição dos estribos), lajes e placas apoiadas ao solo foi publicada recentemente através da NBR 16938 (ABNT, 2021d). É um material cimentício que vem sendo utilizado em diversas aplicações: revestimento projetado em túneis, radier, pisos industriais, elementos pré-moldados, dentre outras (LEITE e CASTRO, 2020).

Durante o processo de execução de uma obra, se faz necessário o procedimento de controle de qualidade do concreto para a sua aceitação, que é normatizado pela NBR 12655 (ABNT, 2022). Dentro desse processo, há a utilização de ensaios destrutivos, como a determinação da resistência à compressão axial, segundo a NBR 5739 (ABNT, 2018), o

módulo de elasticidade estático, regido pela NBR 8522-1 (ABNT, 2021f), e a resistência à tração na flexão, conforme a NBR 16940 (ABNT, 2021e).

Em certas situações, há a necessidade da extração de testemunhos de concreto de uma estrutura já existente para a realização de ensaios destrutivos, e isso ocorre quando não há conformidade com a resistência do concreto após o controle da qualidade, ou para verificar segregação ou falhas na concretagem. No entanto, tal procedimento vem a provocar danos na estrutura, e isso pode vir a prejudicar a mesma (NEVILLE, 2016).

Para contornar tais problemas, a aplicação de ensaios não destrutivos (END) é uma forma de controle das características e avaliação do concreto. Um ponto importante dos métodos não destrutivos é a possibilidade da aplicação de novos ensaios em um mesmo local, de modo que alterações com o tempo possam ser monitoradas (NEVILLE, 2016). Conforme o guia da ACI 228.2R-13 (ACI, 2013), a aplicação de END são realizados por quatro razões principais: controle de qualidade de novas construções; resolução de problemas com construções novas e antigas; avaliação da condição de concreto mais antigo para fins de reabilitação; e garantia de qualidade dos reparos em concreto.

De acordo com Neville (2016), é de muita importância estabelecer uma correlação com a propriedade medida de um determinado método não destrutivo, com a resistência de corpos de prova ou testemunhos de concreto, pois com isso é possível converter um resultado de END em um valor de resistência. O guia da ACI 228.1R-19 (ACI, 2019), cita que aplicação de mais de um END em um mesmo concreto são realizados para aumentar a confiabilidade da resistência estimada, tendo tal processo o nome de métodos combinados ou correlação combinada. Ao se tratar de concreto com fibras, há poucas pesquisas que abordam as correlações das propriedades mecânicas com ensaios não destrutivos. Os END podem ser utilizados para: avaliação da qualidade; estimativa das propriedades mecânicas do concreto (AGGELIS e PHILIPPIDIS, 2004; PHILIPPIDIS e AGGELIS, 2005); e verificação do avanço de sua degradação interna (AGGELIS *et al.*, 2011; PUNURAI *et al.*, 2006).

Breysse (2012) informa que os principais métodos não destrutivos utilizados em concreto são: velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU); e a avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, para a obtenção do índice esclerométrico (IE). Outro método não destrutivo utilizado é o da obtenção do módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração, que possui uma norma americana ASTM E1876 (ASTM, 2015b) e que recentemente foi feita uma norma brasileira, a NBR 8522-2 (ABNT, 2021g).

De acordo com a norma britânica BS 1881 (BS, 1986) a velocidade dos pulsos no concreto é influenciada diretamente pelos mesmos parâmetros que afetam as propriedades mecânicas do material, como o fator água/cimento (a/c), e o índice de vazios. Bungey, Millard e Grantham (2006) comentam que a VPU é altamente dependente das propriedades mecânicas elásticas e da massa específica do material concreto.

Washer *et al.* (2004), realizaram um estudo sobre a propagação de pulsos ultrassônicos, pelo modo de transmissão direta, em concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço. As fibras utilizadas tinham 0,2 mm de diâmetro, 12 mm de comprimento e em volume de 2%. Os autores concluíram que o material exibe uma velocidade de pulso ligeiramente maior se comparado ao composto sem fibras.

Benaicha *et al.* (2015) desenvolveram um estudo para identificar, em função do tempo, o efeito de fibras metálicas de 25 mm de comprimento sobre a VPU usando-se os métodos de transmissão direta, semidireta e indireta. A relação entre a VPU e a resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração na flexão foram estudados. A observação obtida pelos autores é indicativa de que o concreto com fibras exibe maior velocidade de propagação de pulso em relação ao concreto sem fibras. Adicionalmente, a pesquisa dos autores mostrou que no concreto de alta resistência sem fibras (HPC), ocorreu um significativo aumento da VPU na idade de 23 dias. No entanto, para os concretos com fibras, nas taxas de 0,5%, 1,3%, 1,5%, 2,0% e 2,5%, esse ressalto significativo na VPU foi antecipado para a idade de 18 dias.

Ocorre que os resultados obtidos pelos autores, referem-se a concreto de alta resistência e, portanto, considerando-se a disseminação do material CRFA como material estrutural, torna-se relevante, a obtenção de informações quanto a resposta do CRFA de resistência convencional sob o emprego de ensaios não destrutivos.

O histórico de evolução da VPU é um indicativo do processo de endurecimento do material com a idade. O entendimento desse fenômeno é importante para a utilização do CRFA como material estrutural. É necessário obter respostas se a quantidade e a forma das fibras de aço afetam o processo de consolidação da resistência do CRFA com a idade para uma matriz de concreto de resistência convencional.

A partir do momento em que as fibras interrompem o movimento relativo do agregado graúdo no interior da matriz, mais vazios são formados Benaicha *et al.* (2015). Tal resultado foi obtido na pesquisa de Benaicha (2013) em que, as fibras utilizadas eram de aço e tinham 50 mm de comprimento.

A pesquisa aqui proposta, tem por objetivo estabelecer correlações das propriedades mecânicas (resistência à compressão - f_c , módulo de elasticidade estático - E_c e resistência à tração na flexão - f_t) dos distintos concretos de resistência convencional em diferentes teores de fibras de aço de 33 mm de comprimento (0%, 0,35%, 0,70% e 1,05%), com resultados de END por avaliação da dureza superficial (Índice Esclerométrico – IE), por propagação de pulso ultrassônico (VPU) e módulo de elasticidade dinâmico (E_d) pelo método das frequências naturais de vibração. Além das correlações, será avaliado o ensaio de VPU diariamente nos concretos até a idade de 28 dias.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral é verificar a viabilidade dos ensaios não destrutivos aplicados ao CRFA de resistência convencional (30 MPa) em diferentes taxas de fibras.

Os objetivos específicos da pesquisa são:

- Avaliar a aplicação da técnica de ultrassonometria durante o processo de consolidação de concretos reforçados com fibras de aço;
- Avaliar o efeito da taxa de fibras sobre a resposta em termos de VPU;
- Desenvolver análise de correlações simples para o estabelecimento das relações ($IE \times f_c$), ($VPU \times f_c$), ($IE \times E_c$), ($VPU \times E_c$);
- Através da correlação ($E_d \times E_c$), desenvolver uma equação analítica para obtenção do módulo de elasticidade estático através do módulo de elasticidade dinâmico;
- Desenvolver análise de correlações combinadas para o estabelecimento das relações ($VPU \times IE \times f_c$) e ($VPU \times IE \times E_c$);
- Desenvolver análise de correlações combinadas para o estabelecimento das relações ($VPU \times \% \text{ fibras} \times f_t$) e ($IE \times \% \text{ fibras} \times f_t$).

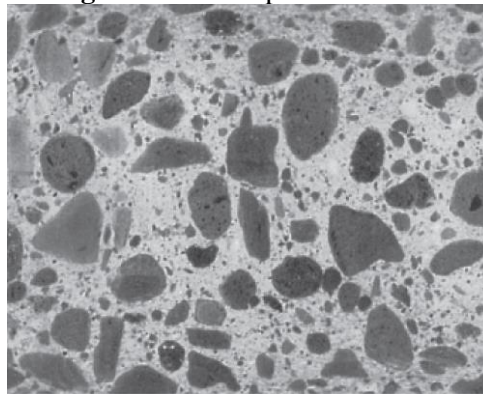
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Nesta seção será discorrida uma fundamentação teórica do CRFA, das generalidades dos compósitos reforçados com fibras, a trabalhabilidade e dosagem do compósito em seu estado fresco e suas propriedades mecânicas através dos ensaios destrutivos. Além disso, será apresentado os ensaios não destrutivos utilizados na pesquisa, e por fim, as metodologias aplicadas nas atuais pesquisas que correlacionam as propriedades mecânicas do concreto com os END.

2.1 COMPÓSITOS REFORÇADOS COM FIBRAS

De uma maneira ampla, compósito é definido como sendo qualquer material multifásico que há a mistura de dois ou mais materiais distintos (Figura 2.1), para a obtenção de melhores combinações de propriedades, tais como a melhoria das propriedades mecânicas, rigidez e tenacidade (CALLISTER, 2002).

Figura 2.1 - Compósito concreto



Fonte: Askeland; Fulay; Wright (2010).

Nos compósitos reforçados com fibras, a matriz transmite a força às fibras e fornece proteção à superfície contra agentes que venham a degradá-las (ASKELAND; FULAY; WRIGHT, 2010). Os principais fatores que determinam a resistência e a rigidez dos compósitos são: o comprimento, a orientação e a concentração das fibras (CAMPBELL, 2010).

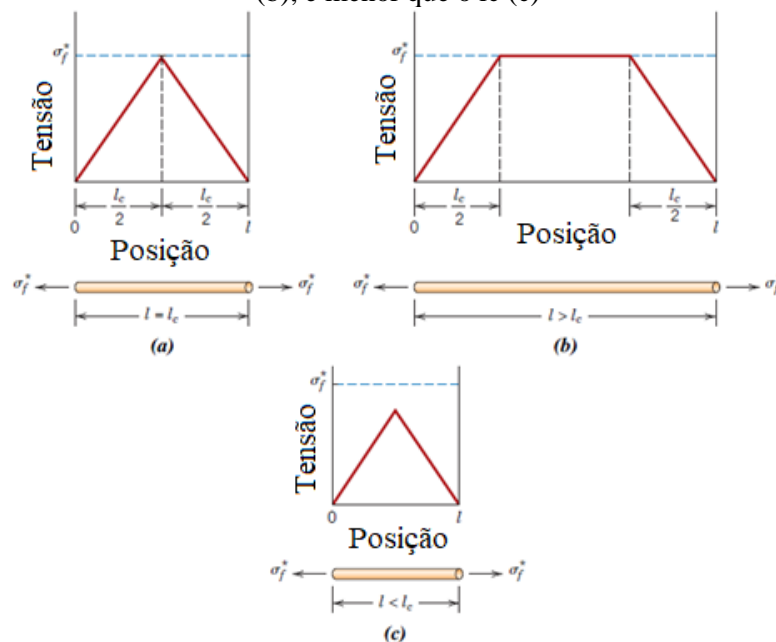
2.1.1 Comprimento da fibra

Um determinado comprimento crítico (l_c) do material de reforço é necessário para que haja um aumento efetivo da resistência e um fortalecimento do compósito, onde o cálculo depende do diâmetro da fibra (d), da sua resistência final (σ_f) e da força de ligação fibra-matriz (τ_c), conforme a Equação (2.1) (CALLISTER, 2002).

$$l_c = \frac{\sigma_f d}{2\tau_c} \quad (2.1)$$

O l_c é o comprimento mínimo para um determinado diâmetro, onde terá a falha por tração na fibra ao invés de falha por cisalhamento na interface compósito-fibra (CAMPBELL, 2010). De acordo com Callister e Rethwisch (2015), quando é aplicado uma tensão em uma fibra igual à sua resistência limite, a que possui exatamente o comprimento crítico, a carga máxima é atingida somente no seu eixo central (Figura 2.2a), e a medida que o comprimento da aumenta, o reforço se torna mais efetivo, como mostra a Figura 2.2b, e para uma situação menor que o l_c , o material não consegue obter seu maior aproveitamento (Figura 2.2c).

Figura 2.2 - Perfis de tensão-posição quando o comprimento da fibra é igual ao l_c (a), maior que o l_c (b), e menor que o l_c (c)



Fonte: Adaptado de Callister e Rethwisch (2015)

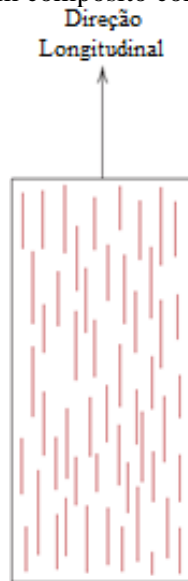
2.1.2 Influência da orientação da fibra

As fibras de reforço podem ser introduzidas na matriz em diversas orientações. Uma das maiores características desses compósitos é que suas propriedades podem ser adaptadas para atender a diferentes tipos de condições de carga (ASKELAND; FULAY; WRIGHT, 2010). São possíveis duas formas de orientação (CALLISTER, 2002):

- Alinhamento paralelo do eixo longitudinal das fibras em somente uma direção;
- Descontínuas e aleatoriamente orientadas.

As propriedades de um compósito com fibras em uma única direção são anisotrópicas, ou seja, dependem da direção em que estão sendo medidas (Figura 2.3). Nesta situação, o material terá maior capacidade resistente quando submetido a uma carga na direção longitudinal (CALLISTER, 2002).

Figura 2.3 - Representação de um compósito com fibras alinhadas em uma direção

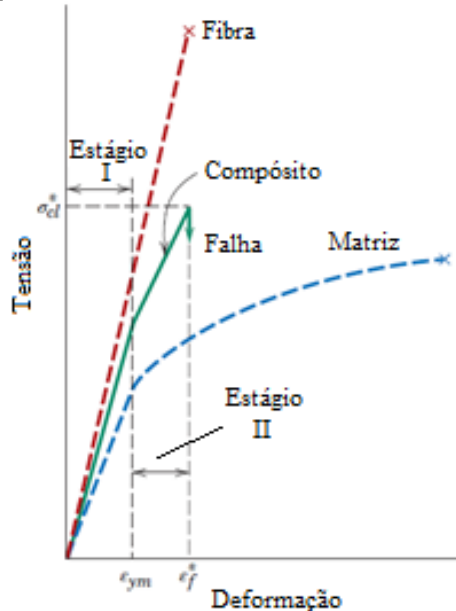


Fonte: Adaptado de Callister e Rethwisch (2015)

Na Figura 2.4, ilustra-se a curva tensão-deformação da matriz, da fibra e do compósito, submetido a uma carga uniaxial de tração. No Estágio I, a matriz e a fibra se deformam linearmente, e uma vez que o limite de resistência à tração da fibra é maior, no Estágio II, que é a partir do momento que as fibras possuem uma proporção de tensão suportada maior por causa da fissuração da matriz, percebe-se que o compósito ainda possui uma característica linear de deformação, porém com uma inclinação reduzida se comparado

ao Estágio anterior, mostrando a melhoria da capacidade resistente se comparado com a matriz isolada (CALLISTER; RETHWISCH, 2015).

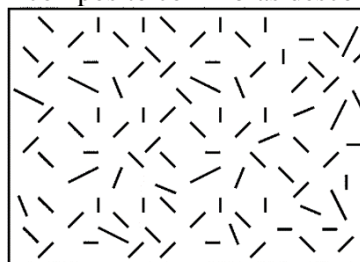
Figura 2.4 - Curva esquemática tensão-deformação do compósito, da fibra e da matriz



Fonte: Adaptado de Callister e Rethwisch (2015)

Em casos de aplicações de tensões multidirecionais, recomenda-se a utilização de fibras descontínuas orientadas aleatoriamente (Figura 2.5). Embora a eficiência do reforço seja aproximadamente 20% quando comparado com as fibras alinhadas em uma direção, o compósito terá uma característica isotrópica. (CALLISTER, 2002).

Figura 2.5 - Representação de um compósito com fibras descontínuas distribuídas aleatoriamente



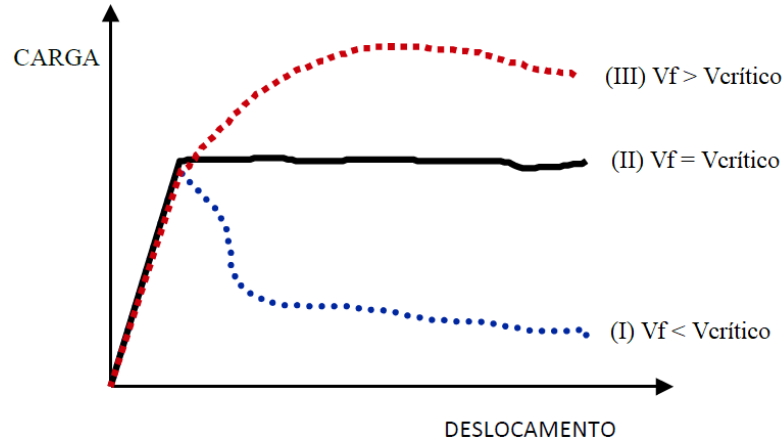
Fonte: Campbell (2010)

2.1.3 Volume crítico de fibras

O volume crítico (V_{fcrit}) é definido como o teor de fibras que preserva a mesma capacidade portante do compósito após a ruptura da matriz, ou seja, para valores abaixo do

volume crítico há uma queda na capacidade de carga que o material consegue suportar, já para valores acima, o compósito aceita níveis crescentes de carregamentos depois da fissuração da matriz (FIGUEIREDO, 2000). A Figura 2.6 ilustra esta caracterização com curvas de carga por deflexão em concreto com fibras no formato de prismas rompidos à flexão.

Figura 2.6 - Curva carga-deflexão durante ensaio de tração na flexão de compósitos reforçados com fibras em teores abaixo (I), igual (II) e acima (III), do V_f



Fonte: adaptado de Figueiredo (2000)

Uma modelagem da determinação do volume crítico proposta por Aveston, Cooper e Kelly (1971), se dá conforme a Equação (2.2).

$$V_{f,crit} = \frac{\varepsilon_{mu} \cdot E_c}{\sigma_f \cdot \eta_1} \quad (2.2)$$

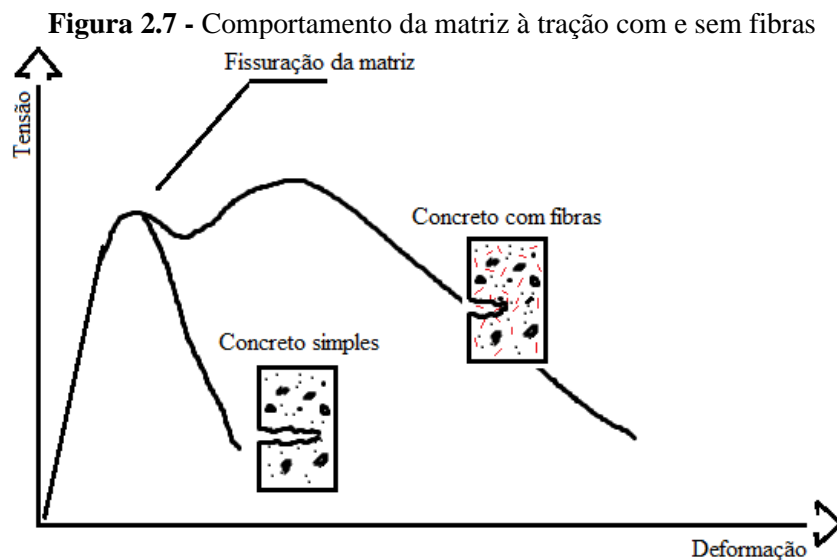
Em que ε_{mu} é a deformação última da matriz; E_c é o módulo de elasticidade do compósito; σ_f é a resistência final da fibra; η_1 é o fator de correção da direção da fibra no compósito.

2.2 COMPÓSITOS CIMENTÍCIOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO

A incorporação de fibras em matrizes cimentícias é um exemplo de especialização dentro da tecnologia do concreto, pois requer um conhecimento dos conceitos que regem as interações entre as fibras e a pasta de cimento e as propriedades do produto (JOHNSTON, 2001). Algumas pesquisas nos anos 60, foram tratadas especificamente do CRFA, sendo

originalmente empregada para o controle de fissuras em lajes planas, pavimentos e revestimentos de túneis (BENTUR e MINDESS, 2007).

A aplicação de fibras de aço com alta resistência à tração e ductilidade, auxilia na capacidade de carga e de deformação do compósito (Figura 2.7), mantendo uma capacidade portante pós-fissuração e suporta deformações maiores do que a matriz isolada (FERRARI, 2007).



Fonte: Adaptado de Ferrari (2007).

2.2.1 Concreto

Para um concreto de boa qualidade, é indispensável que a consistência da mistura em seu estado fresco, permita que o material seja adensado sem a necessidade de esforço excessivo, e que sua consistência esteja o suficiente para que o meio de transporte e lançamento adotados não produzam a segregação com a falta de homogeneidade da mistura (NEVILLE, 2016).

O teor de água na mistura é um dos principais fatores que interferem em sua trabalhabilidade, e ela deve ser analisada em conjunto com os agregados utilizados na mistura, pois a dimensão máxima do agregado, sua granulometria, forma e textura, produz um concreto mais trabalhável com uma relação água/cimento específica. A Tabela 2.1 mostra o ensaio de abatimento de cone, o *Slump test*, onde misturas de concreto com características de dimensão máxima característica ($D_{m\acute{a}x}$) de agregados distintos obtiveram abatimentos diferentes com a mesma relação água/cimento (NEVILLE, 2016).

Tabela 2.1- Teores de água aproximados para diferentes abatimentos de tronco de cone e dimensões máximas do agregado

Teor de água no concreto (kg/m ³)						
D _{máx} (mm)	Abatimento de 25-50 mm		Abatimento de 75-100 mm		Abatimento de 150-175 mm	
	Agregado arredondado	Agregado anguloso	Agregado arredondado	Agregado anguloso	Agregado arredondado	Agregado anguloso
9,5	185	210	200	225	220	250
12,7	175	200	195	215	210	235
19,0	165	190	185	205	200	220
25,4	155	175	175	200	195	210
38,1	150	165	165	185	185	200
50,8	140	160	160	180	170	185
76,2	135	155	155	170	165	180

Fonte: Neville (2016)

É possível ter uma ampla variação de suas propriedades, conforme os tipos de componentes principais e suas proporções, como também a aplicação de uma variedade de aditivos e adições (FIGUEIREDO, 2011).

A composição microestrutural do concreto é determinante para o seu desempenho mecânico. De acordo com Singh (2017), há uma camada microscópica entre os agregados graúdos e a matriz cimentícia denominada zona de transição, onde seu comprimento estende-se em torno de 0,05 milímetros e é considerado o fator principal para limitar sua resistência. Este efeito ocorre, pois em torno do agregado graúdo, ocorre a formação de uma película de água, obtendo neste local uma relação maior de água/cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2008). As reações químicas da água com o cimento, formam produtos cristalinos como o hidróxido de cálcio e a etringita, e por causa da alta presença de água na superfície dos agregados, estes cristais se formam maiores nesses locais, criando uma estrutura mais porosa do que na matriz (NEVILLE, 2016). Portanto, a rigidez do compósito é reduzida em função da presença de vazios e microfissuras, pois à medida que as tensões são distribuídas ao longo do material, a zona de transição irá fazer a ponte de transferência entre a matriz e o agregado (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

2.2.2 Fibras de aço utilizadas como reforço

As fibras de aço podem ser fabricadas de diversas maneiras, com tipos de geometrias variadas, e dependendo do tipo de aço e processo de produção, elas podem chegar a resistências à tração na faixa de 345 a 2100 MPa (BENTUR e MINDESS, 2007). As que são produzidas no Brasil, possuem comprimentos que variam na faixa de 25 a 62,5 mm e, para auxiliar no manuseio, podem ser coladas por meio de cola solúvel em água em feixes de 10 a 30 fibras, e no processo de mistura elas se dissolvem (FERRARI, 2007).

Um fator determinante no desempenho no compósito é a compatibilidade dimensional entre os agregados e as fibras. Segundo Figueiredo (2011), a propagação da fratura pode ocorrer em preferência nas regiões de interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento, com isso, recomenda-se que o comprimento da fibra seja igual ou superior ao dobro da dimensão máxima característica do agregado utilizado.

Quando as fibras de aço são misturadas no concreto aleatoriamente, há a formação de um sistema estrutural semelhante a uma treliça espacial ao redor do agregado graúdo, como se as fibras atuassem como amarras e a matriz de argamassa como escoras (Figura 2.8). A melhoria das propriedades mecânicas se deve a alta capacidade que as fibras possuem de evitar a extensão das microfissuras já existentes (SINGH, 2017). O concreto convencional e o CRFA apresentam uma resistência semelhante até a primeira fissuração, o grande diferencial está no comportamento pós-fissuração, fazendo com que o compósito tenha resposta mais dúctil (SINGH, 2017).

Figura 2.8 - Sistema estrutural do CRF



Fonte: Singh (2017)

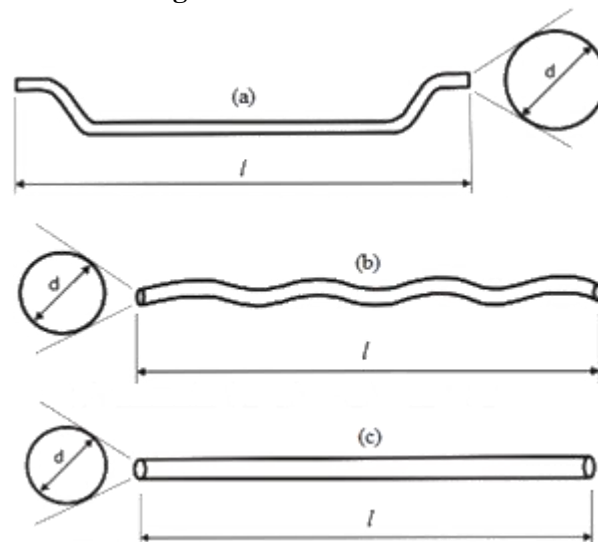
A norma brasileira NBR 15530 (ABNT, 2019a), classifica os tipos de fibras em cinco grupos:

- Grupo I: arames trefilados a frio;
- Grupo II: chapas cortadas;
- Grupo III: arames trefilados a frio e escarificada;
- Grupo IV: fibras produzidas por fusão;
- Grupo V: usinadas a partir de blocos de aço.

Quanto ao seu perfil, são caracterizadas em três tipos:

- Com ancoragem nas extremidades (Figura 2.9a);
- Com ondulações no corpo (Figura 2.9b);
- Reta sem ancoragens (Figura 2.9c).

Figura 2.9 - Perfis de fibras



- (a) Com ancoragens nas extremidades
 (b) Com ondulações no corpo
 (c) Reta sem ancoragens

Fonte: adaptado de NBR 15530 (ABNT, 2019a)

2.3 TRABALHABILIDADE E DOSAGEM DO CRFA

Um dos pontos negativos da adição de fibra no concreto está em sua trabalhabilidade, exceto em situações em que se trabalha com concreto autoadensável. Isso ocorre pois ao se adicionar a fibra, está gerando uma grande área superficial na mistura que demanda água de molhagem e reduz a mobilidade relativa do agregado graúdo (FIGUEIREDO, 2000). Segundo o guia ACI 544.1R-96 (ACI, 2009b), em uma faixa de volume de fibra entre 0,25 a 1,5%, sua adição pode reduzir o abatimento do compósito em torno de 25 a 102 milímetros, se comparado com uma mistura sem fibras.

Dentre as técnicas utilizadas para a verificação da trabalhabilidade do CRFA, estão o ensaio de abatimento de tronco de cone (*Slump test*), normalizado pela NBR 16889 (ABNT, 2020), o ensaio de cone invertido, conforme a ASTM C995 (ASTM, 2001) e o ensaio Ve-Be, de acordo com ACI 211.3R-02 (ACI, 2009a).

Um estudo feito por Figueiredo e Ceccato (2015), comparou o ensaio Ve-be com o *Slump test*, e a conclusão da pesquisa foi que quando o concreto tem um abatimento acima de 100 mm, o teste Ve-Be não é aplicável, e isso ocorreu para teores de fibras abaixo de 0,7%, por outro lado, o Ve-Be foi capaz de demonstrar diferenças em concretos mais secos, onde o slump não obteve um bom resultado. Quanto ao ensaio de cone invertido, Ceccato (1998), alegou que o ensaio não é adequado para o CRFA por dois motivos:

- Se o concreto fresco for muito plástico, o material passa pela abertura inferior, dificultando o procedimento de ensaio;
- Se o concreto for muito seco, o material entope a abertura inferior, impossibilitando qualquer obtenção de resultado.

Em relação a dosagem do CRFA, existem poucas pesquisas sobre o assunto no Brasil. Uma análise experimental feita por Figueiredo (2000), utilizou um método tradicional de dosagem de concreto convencional, e nas misturas com fibras se adicionou um aditivo plastificante para chegar no abatimento desejado. A conclusão encontrada pelo autor foi que teores de fibras abaixo do volume crítico, não altera significativamente a resistência do concreto. Contudo, o comportamento pós-pico do compósito, analisado pelo fator de tenacidade conforme JSCE-SF4 (JSCE, 1984a), apresentou uma boa correlação com os teores de fibra, devido ao ganho de ductilidade do material conforme o aumento do consumo de fibra na mistura. Portanto, é possível utilizar uma dosagem de concreto convencional sem contar com a influência da fibra em sua resistência.

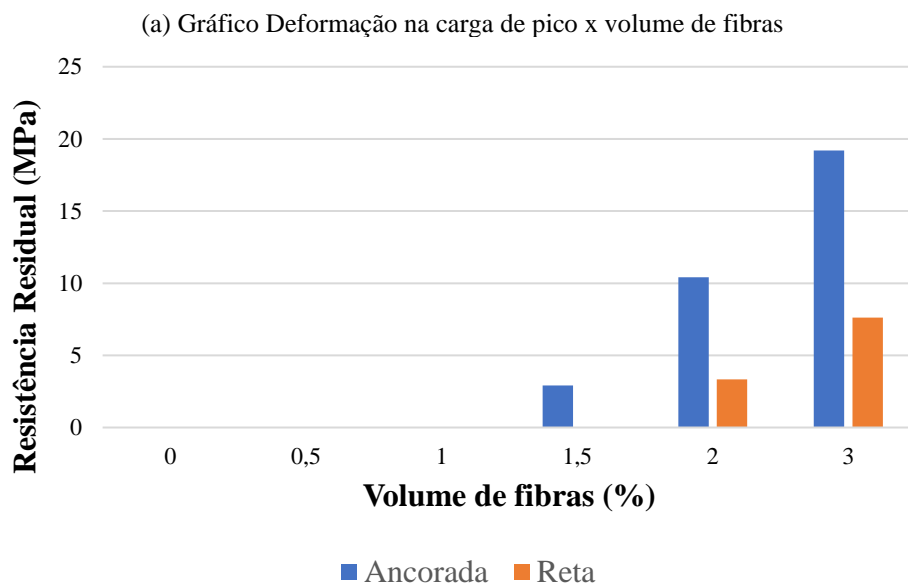
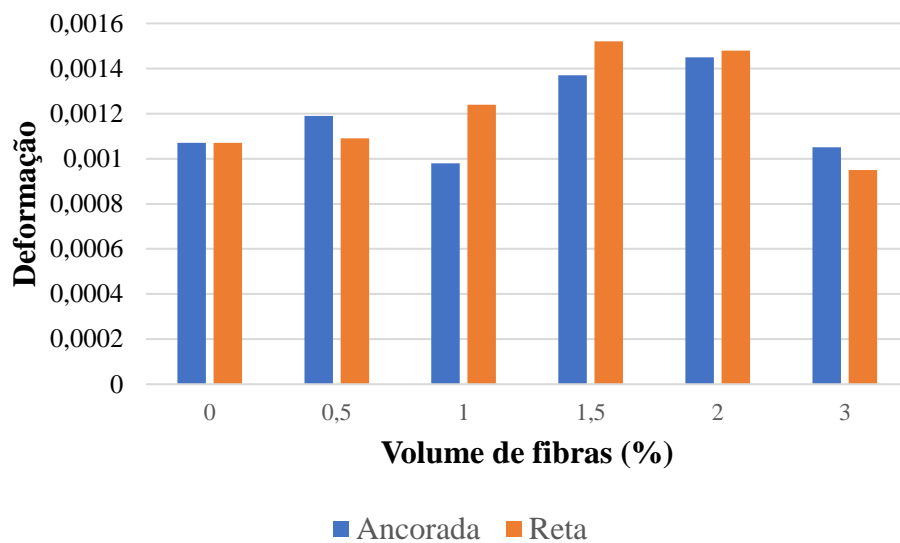
2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CRFA

A propriedade mecânica principal do CRFA está em sua tenacidade, que é calculado pela área sob a curva carga por deslocamento. A definição mais aceita de tenacidade é a energia absorvida pelo compósito quando carregado, englobando a energia absorvida antes e depois da fissuração da matriz, quando há um aumento na efetividade das fibras (FIGUEIREDO, 2011). Quanto à resistência, as que são comumente analisadas em pesquisas do CRFA são: Resistência à compressão, módulo de elasticidade estático e resistência à tração na flexão.

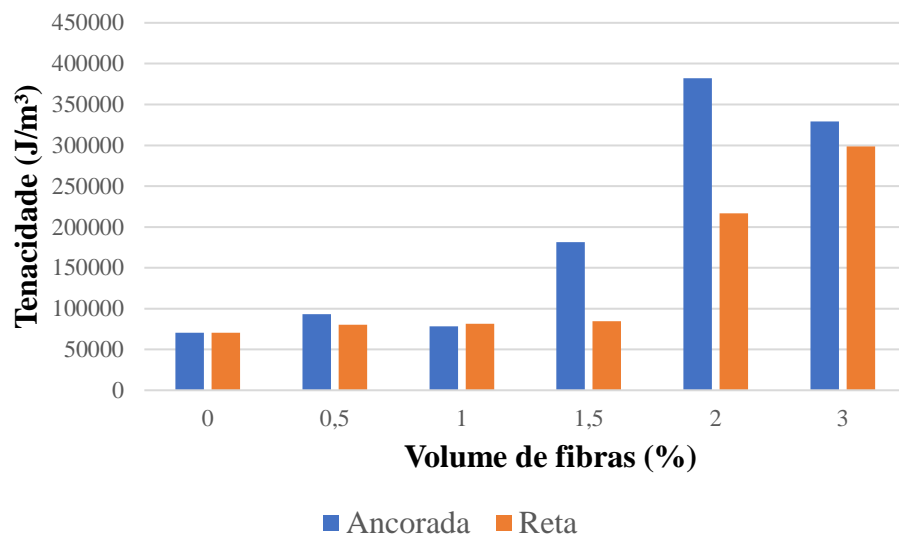
2.4.1 Resistência à compressão

A inclusão de fibras no concreto não altera significativamente a sua resistência à compressão (ARMELIN e HELENE, 1995; BENAICHA *et al.*, 2015). No entanto, segundo Shi *et al.* (2020), a deformação no pico de carga, a resistência residual à compressão com a deformação de 0,015 e a tenacidade mostraram uma tendência de aumento conforme o acréscimo do volume de fibras na mistura (Figura 2.10).

Figura 2.10 - Gráficos volume de fibras relacionando com a deformação na carga de pico, resistência residual à compressão e tenacidade



(b) Gráfico Resistência residual x volume de fibras



(c) Gráfico Tenacidade x volume de fibras
 Fonte: Adaptado de Shi *et al.* (2020)

O ensaio utilizado para verificação da resistência à compressão é o mesmo do concreto convencional, conforme a NBR 5739 (ABNT, 2018). Através da prensa hidráulica, o corpo de prova (CP) é submetido a uma tensão de compressão axial.

O cálculo é realizado de acordo com a Equação (2.3).

$$f_c = \frac{4 \cdot P}{\pi \cdot D^2} \quad (2.3)$$

Em que f_c é a resistência à compressão (MPa); P a carga de pico (N); D o diâmetro do corpo de prova (mm).

O teste de tenacidade à compressão, é realizado seguindo as especificações da norma japonesa JSCE-SF5 (JSCE, 1984b), onde é instalado no CP cilíndrico dois medidores de deformação denominados como “Linear Voltage Diferencial Transducer” (LVDT), com precisão de 0,00001 milímetros.

2.4.2 Módulo de elasticidade estático

Segundo O código da CEB-FIP Model Code (FIB, 2013) as propriedades elásticas do CRF não possuem diferenças relevantes em comparação com o concreto liso, exceto se utilizado uma alta porcentagem de fibras.

O ensaio para a caracterização do módulo de elasticidade estático se faz na mesma máquina de ensaio de compressão axial, normatizada pela NBR 8522-1 (ABNT, 2021f), e pela norma americana ASTM C469 (ASTM, 2014).

Quando não se tem o valor do módulo de elasticidade através do ensaio, é possível calcular por meio de equações analíticas conforme as normas. Algumas delas estão apresentadas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Equações analíticas do módulo de elasticidade estático

Referências	Equação
NBR 6118 (ABNT, 2014)	$E_c = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ (2.4)
CEB-FIP Model Code (FIB, 2013)	$E_c = 21500 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{\frac{1}{3}}$ (2.5)

Em que E_c é o módulo de elasticidade estático (MPa); f_{ck} é a resistência à compressão característica do concreto (MPa); f_{cm} é a resistência à compressão do concreto na idade de 28 dias; α_E é o coeficiente conforme o agregado utilizado na mistura.

Os coeficientes α_E para cada tipo de agregado está relacionado conforme a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Coeficientes α_E conforme o tipo de agregado

Basalto e diabásio	Granito e gnaissse	Calcário	Arenito
$\alpha_E = 1,2$	$\alpha_E = 1,0$	$\alpha_E = 0,9$	$\alpha_E = 0,7$

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

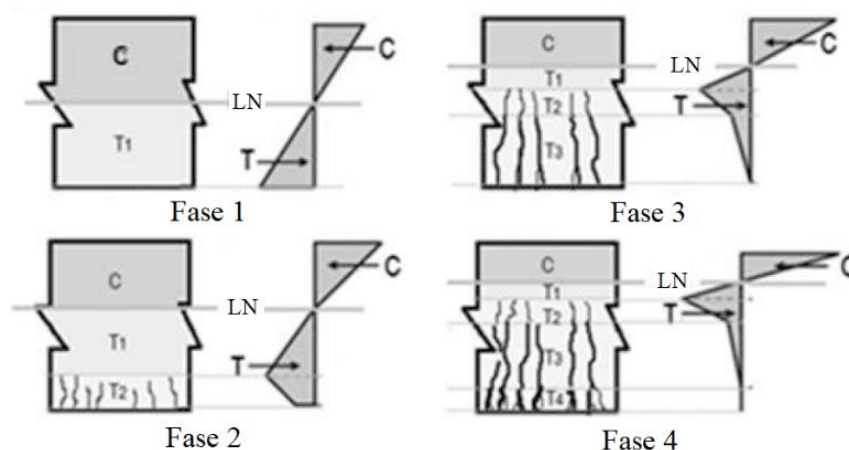
2.4.3 Resistência à tração na flexão

As fibras de aço atribui ao concreto um efeito maior na resistência à tração na flexão se comparado com a resistência à compressão, onde este acréscimo de resistência é dependente do volume e o fator de forma das fibras (BENTUR e MINDESS, 2007). A pesquisa realizada por Abbass; Khan e Mourad (2018), mostrou que a fibra com um maior fator de forma concede ao concreto uma maior tenacidade à tração na flexão, e que o aumento do teor de fibras ocasiona um aumento na resistência à tração na flexão, chegando a um aumento de 124% na resistência com um volume de fibras de 1,5%

Uma análise feita por Singh (2017), ilustra o comportamento de uma seção de CRFA submetida à flexão até a sua ruptura, dividindo em 4 fases (Figura 2.11), e a curva carga x deflexão de cada fase (Figura 2.12).

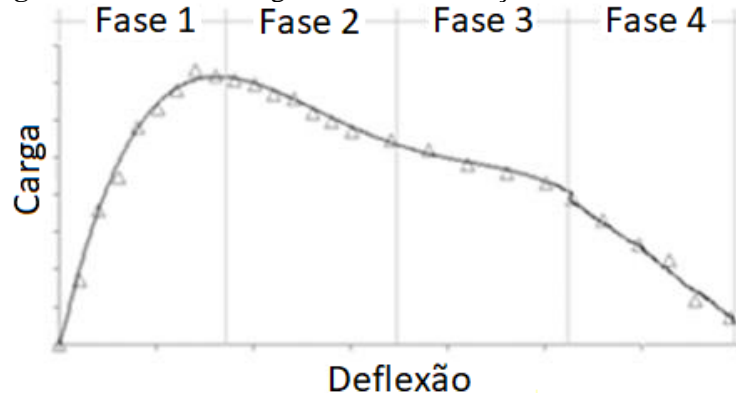
- Fase 1: Refere-se à etapa inicial de carregamento, onde toda a seção é capaz de resistir ao momento aplicado, sendo a área de compressão (C) a parte superior e a área de tração (T_1) a parte inferior. Isso ocorre quando a carga aplicada gera uma tensão de tração menor do que a tensão limitante do concreto. As fibras nesta situação não auxiliam no comportamento mecânico;
- Fase 2: A tensão de tração se torna superior à resistência à tração do compósito, ocasionando as primeiras fissuras com aberturas de 0,1 a 0,3 mm. Neste momento, a linha neutra (LN) da seção se desloca para cima e o concreto passa a transferir as tensões para as fibras, fazendo que o material tenha uma resposta mais dúctil;
- Fase 3: Com o aumento da carga, as aberturas na parte inferior da seção aumentam, gerando uma transição de comportamento elástico para elasto-plástico. A parte da seção submetida à tração é dividida em 3 partes, sendo T_1 a área onde o concreto ainda resiste às tensões de tração, T_2 onde de inicia a transferência de tensões para as fibras e T_3 as fibras começam a deslizar e conforme ela estiver embutida na seção, começam a serem arrancadas do compósito;
- Fase 4: Com a crescente abertura das fissuras, gera uma nova área T_4 na parte inferior, que seria o momento em que as fibras começam a se romper. No entanto, as fibras próximas à LN ainda suportam as tensões de tração, porém a estrutura está muito próxima da sua ruptura.

Figura 2.11 - Comportamento da seção de CRFA submetida à flexão



Fonte: Adaptado de (SINGH, 2017)

Figura 2.12 - Curva carga x deflexão de seção submetida à flexão

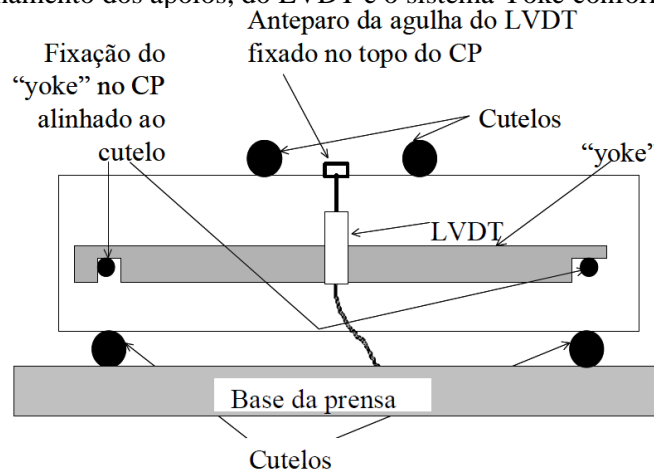


Fonte: Adaptado de (SINGH, 2017)

Neste mesmo caso se comparado a um concreto liso, a partir do surgimento das primeiras fissuras o material teria uma queda brusca em seu comportamento pós-fissuração, chegando à ruptura logo após o surgimento da fase 2.

Os primeiros métodos de ensaio a serem utilizados para a verificação da resistência à tração na flexão e da tenacidade do CRFA é o da norma japonesa JSCE-SF4 (JSCE, 1984a), que é a base normativa para as outras normas atuais. O ensaio consiste em submeter o corpo de prova prismático à flexão em 4-pontos, com dimensões 100x100x380 mm ou 150x150x550 mm. Para posicionar o CP na máquina de ensaio, centralizar em cada lado do prisma, com o auxílio de um dispositivo denominado como “Yoke”, um transdutor intitulado como *linear voltage diferencial transducer* (LVDT), para a leitura do deslocamento vertical (Figura 2.13). Em seguida, aplicar a carga de forma constante a uma taxa de vão/1.500 a vão/3.000 mm/min, até que chegue ao valor de flecha de vão/150.

Figura 2.13 - Posicionamento dos apoios, do LVDT e o sistema Yoke conforme a SF4 (JSCE, 1984a)



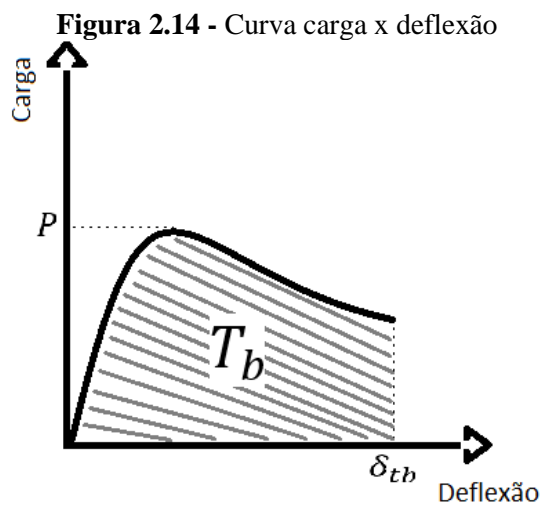
Fonte: Figueiredo (2000)

Finalizado o ensaio, é possível calcular a resistência à flexão, conforme a Equação (2.6) e o fator de tenacidade à flexão, através da Equação (2.7).

$$f_t = \frac{P \cdot l}{b \cdot h^2} \quad (2.6)$$

$$\bar{f}_t = \frac{T_b \cdot l}{\delta_{tb} \cdot b \cdot h^2} \quad (2.7)$$

Onde P é a carga de pico (N); l é o vão de ensaio do CP (mm); b é a largura do CP (mm); h é a altura do CP (mm); T_b é a tenacidade à flexão, calculado através da área abaixo da curva carga x deflexão (Figura 2.14) (N.mm); δ_{tb} é a deformação de $l/150$ (mm); f_t é a resistência à tração na flexão (MPa); \bar{f}_t é o fator de tenacidade à flexão até a deformação δ_{tb} (MPa).



Fonte: Adaptado de JSCE-SF4 (JSCE, 1984)

Este ensaio é realizado através de um sistema de ciclo aberto (*open-loop*), onde o pistão da máquina de ensaio aplicará a força a uma velocidade constante, independente do comportamento do material pós-fissuração. Uma análise experimental feita por (Chen *et al.* 1995), verificou que os ensaios de flexão em prismas feitos pelo sistema *open-loop* registram uma instabilidade a partir da primeira fissura, gerando uma superestimativa da deformação, resultando em uma tenacidade majorada do material.

Para regularizar esta instabilidade, a norma americana C1399 (ASTM, 2015a), adota o mesmo processo de flexão 4-pontos (Figura 2.15), para prismas de dimensões 100x100x350

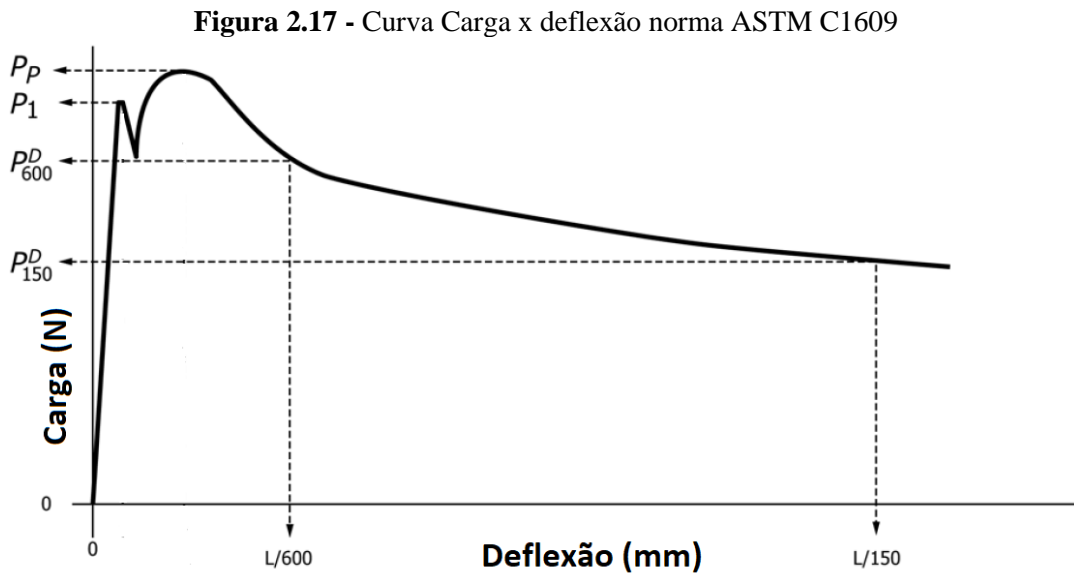
Com a curva, calcula-se a resistência residual média conforme a Equação (2.8).

$$ARS = \left(\frac{P_A + P_B + P_C + P_D}{4} \right) \cdot \frac{l}{b \cdot h^2} \quad (2.8)$$

Onde ARS é a resistência residual média (MPa); P_A , P_B , P_C , e P_D são as cargas para as deflexões de 0,50, 0,75, 1,00 e 1,25 mm respectivamente (N); l é a largura do CP (mm); b é a base do CP (mm); h é a altura do CP (mm).

Como a norma da C1399 (ASTM, 2015a), oferece poucos resultados de caracterização do CRFA, pesquisas atuais se baseiam na norma C1609 (ASTM, 2019), que submete os corpos de provas prismáticos ao mesmo padrão de ensaio de flexão 4-pontos em um sistema fechado (*closed-loop*), onde o ensaio será controlado conforme a resposta de deflexão do material. O sistema fechado fornece resultados menos instáveis e mais confiáveis na região de pós-fissuração.

A curva carga x deflexão (Figura 2.17), apresenta os resultados para o cálculo das resistências (f_1 , f_p , f_{600}^D , f_{150}^D), pela Equação (2.7), e da razão de resistência à flexão equivalente, pela Equação (2.9).



Fonte: Adaptado de ASTM C1609 (ASTM, 2019)

$$R_{T,150}^D = \frac{150 \cdot T_{150}^D}{f_1 \cdot b \cdot h^2} \cdot 100\% \quad (2.9)$$

Em que P_1 é carga de primeiro pico (N); P_p é a carga de pico (N); P_{600}^D é a carga referente à deflexão vão/600 mm (N); P_{150}^D é a carga referente à deflexão vão/150 mm (N); f_1 é a resistência de primeiro pico (MPa); f_p é a resistência de pico (MPa); f_{600}^D é a resistência referente à deflexão vão/600 mm (MPa); f_{150}^D é a resistência referente à deflexão vão/150 mm (MPa); T_{150}^D é a tenacidade até a deflexão vão/150 mm (J); b é a base da seção do prisma (mm); h é a altura da seção do prisma (mm); $R_{T,150}^D$ é a razão de resistência à tração na flexão equivalente (%).

Outra norma muito utilizada em pesquisas é a norma europeia EN 14651 (BS, 2007), considerada o método mais completo e segue as recomendações do CEB-FIP Model Code (FIB, 2013). O método de ensaio submete o corpo de prova prismático à flexão em 3-pontos em circuito fechado (*closed-loop*). É feito um corte na seção do meio do vão com uma altura de 25 mm para a instalação do entalhe. Desta forma, o ensaio pode ser realizado das seguintes maneiras:

- Controle do deslocamento da abertura da boca da fissura, conhecido como *crack mouth opening displacement* (CMOD), onde o ensaio será monitorado conforme a abertura da boca da fissura (Figura 2.18), por meio de um transdutor *clip gauge*. O teste não pode ultrapassar um valor de CMOD de 4 mm;
- Controle do deslocamento através da deflexão do CP, feita as leituras pelo LVDT instalado na metade da altura do prisma (Figura 2.19).

Se o ensaio for realizado pelo deslocamento da deflexão, a Equação (2.10), fornece uma relação entre a deformação do CP e a abertura do CMOD.

$$\delta = 0,85 \cdot CMOD + 0,04 \quad (2.10)$$

Em que δ é a deflexão do CP (mm); $CMOD$ é a abertura da boca da fissura (mm).

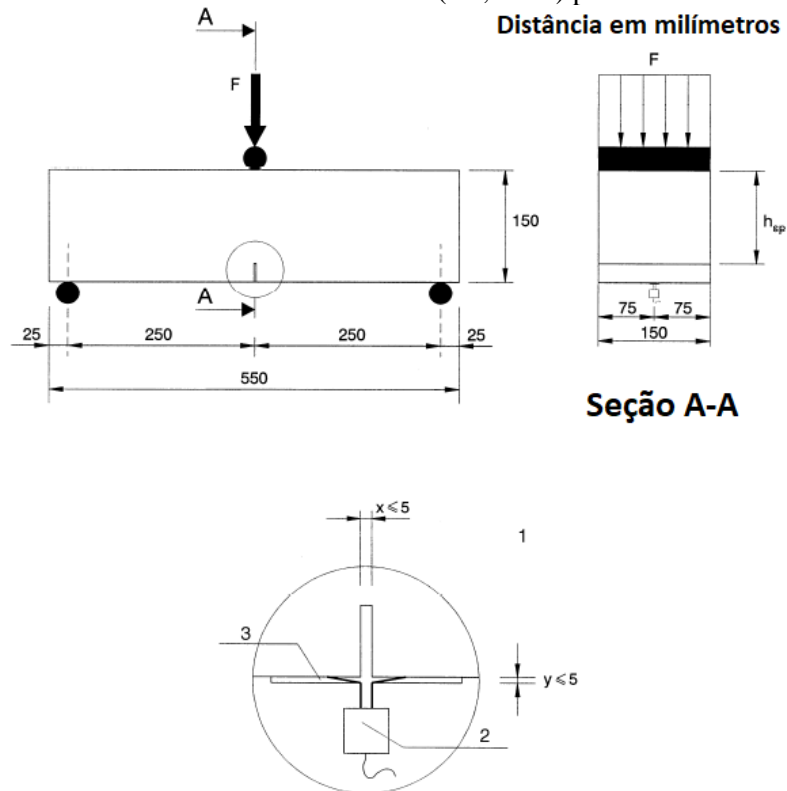
Os parâmetros encontrados através deste ensaio são o limite de proporcionalidade ($f_{ct,L}^f$), pela Equação (2.11) e as resistências residuais ($f_{R,j}$), através da Equação (2.12).

$$f_{ct,L}^f = \frac{3 \cdot F_L \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (2.11)$$

$$f_{R,j} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (2.12)$$

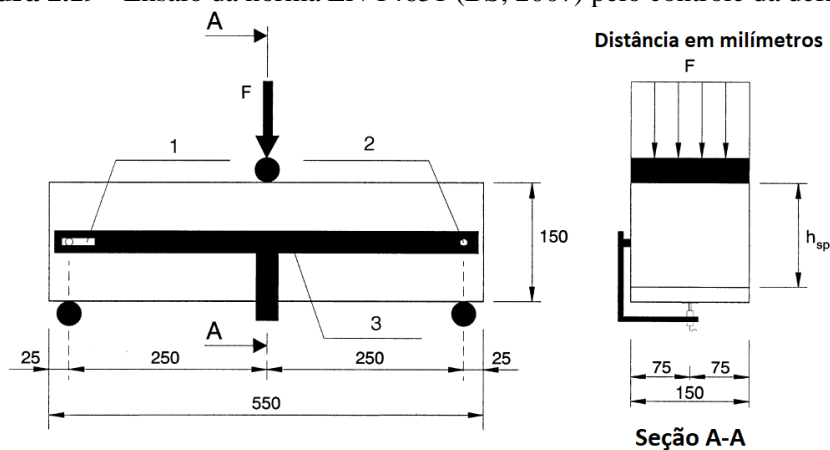
Em que $f_{ct,L}^f$ é o limite de proporcionalidade (MPa); F_L é a força correspondente à maior carga registrada até o CMOD de 0,05 mm (N); l é o vão de ensaio (mm); b é a base do CP (mm); h_{sp} é a distância entre do topo do entalhe até o topo do CP (mm); $f_{R,j}$ é a resistência residual correspondente ao CMOD_j (j = 1, 2, 3, 4), conforme ilustrado na Figura 2.20 (MPa); F_j é a força correspondente ao CMOD_j (N).

Figura 2.18 - Ensaio da norma EN 14651 (BS, 2007) pelo controle do CMOD



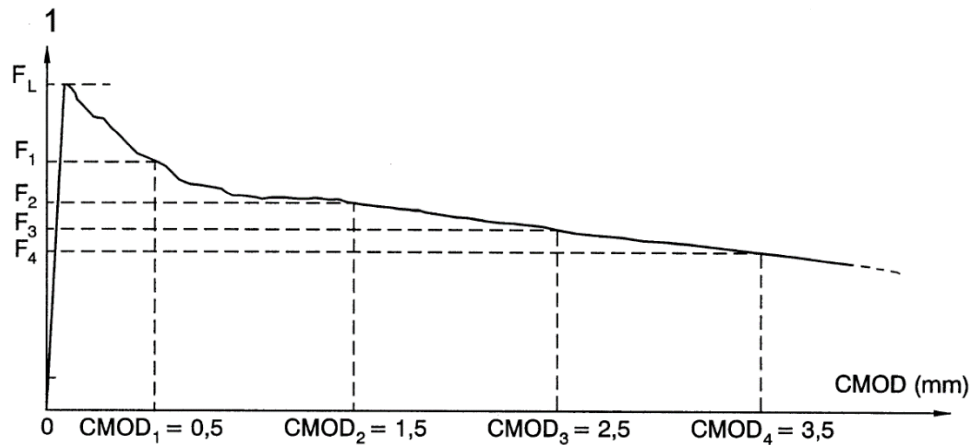
Fonte: Adaptado de EN 14651 (BS, 2007)

Figura 2.19 - Ensaio da norma EN 14651 (BS, 2007) pelo controle da deflexão



Fonte: Adaptado de EN 14651 (BS, 2007)

Figura 2.20 - Curva força x CMOD da norma EN 14651 (BS, 2007)



Fonte: EN 14651 (BS, 2007)

2.5 ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS

Os ensaios denominados não destrutivos (END) são aqueles que não ocasionam dano ao elemento ensaiado, ou aplicam pequenos danos que posteriormente podem ser reparados, não provocando perda da capacidade resistente do elemento. No caso do concreto, esses ensaios podem ser executados para monitoramento da evolução da resistência e verificação de sua qualidade (ADAMATTI *et al.*, 2017). Em relação à resistência, Os END fornecem um valor estimado, sendo necessário a utilização de ensaios adicionais para melhores resultados, como por exemplo uma correlação com os ensaios destrutivos (NEVILLE, 2016). Dentre os principais métodos utilizados, estão relacionados o de velocidade de pulso ultrassônico (VPU) e o índice esclerométrico (IE) (BREYSSE, 2012; PUCINOTTI, 2015).

Outro ensaio não destrutivo que foi normatizado recentemente no Brasil foi o ensaio para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração, através da NBR 8522-2 (ABNT, 2021g).

2.5.1 Ensaio de velocidade de propagação de pulso ultrassônico

O método de VPU é uma técnica que consiste na determinação de tempo para um pulso percorrer uma determinada distância. Esse pulso é através de ondas mecânicas e pode ser testada diversas vezes em um mesmo local, sendo um ótimo procedimento para monitoramento do concreto submetido a mudanças internas por um período de tempo (WILLIAMS, 1993). O teste é composto por transdutores que são posicionados no concreto,

um gerador de pulso na faixa de 10 a 150 hertz (Hz), um amplificador, um circuito medidor de tempo e um monitor digital que indica o tempo necessário do pulso percorrer a distância entre os transdutores (NEVILLE, 2016). A Figura 2.21 ilustra a aparelhagem e a aplicação em um CP cilíndrico de concreto.

Figura 2.21 - Aparelho VPU em aplicação no concreto



Fonte: Evangelista (2002)

O cálculo da velocidade de propagação de ondas é feito conforme a Equação (2.13).

$$VPU = \frac{L}{t} \quad (2.13)$$

Em que VPU é a velocidade de propagação de pulso ultrassônico, em metros por segundo (m/s); L a distância entre as faces dos transdutores, em metros (m); t o tempo a partir da emissão do pulso até a sua recepção, em segundos (s).

A velocidade de pulso de onda no concreto possui uma relação com suas propriedades elásticas e sua densidade, conforme a Equação (2.14), que é fornecida pela C597 (ASTM, 2016).

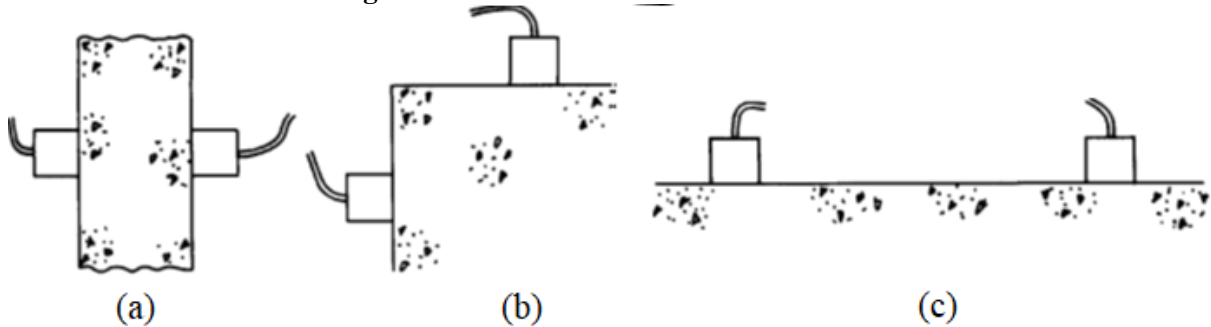
$$VPU = \sqrt{\frac{E_d \cdot (1 - \mu)}{\rho \cdot (1 + \mu) \cdot (1 - 2 \cdot \mu)}} \quad (2.14)$$

Em que VPU é a velocidade de propagação de pulso ultrassônico (km/s); E_d é o módulo de elasticidade dinâmico (kN/mm²); ρ é massa específica (kg/m³); μ é o coeficiente de Poisson.

A norma brasileira NBR 8802 (ABNT, 2019b), descreve a metodologia de ensaio, onde a velocidade pode ser medida de três formas:

- Transmissão direta: com os transdutores em faces opostas (Figura 2.22a);
- Transmissão semidireta: com os transdutores em faces adjacentes (Figura 2.22b);
- Transmissão indireta: com os transdutores em uma mesma face (Figura 2.22c).

Figura 2.22 - Métodos de transmissão do VPU



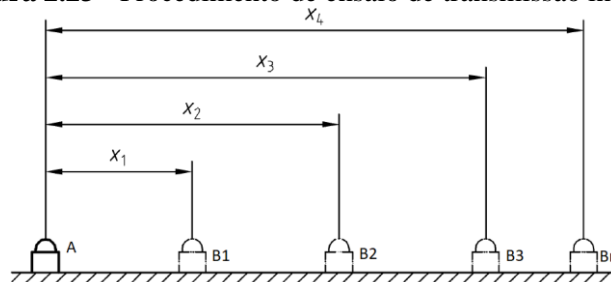
(a) Transmissão direta, (b) Transmissão semidireta, (c) Transmissão indireta
Fonte: Bungey, Millard Grantham (2006)

Segundo Bungey, Millard e Grantham (2006), a transmissão direta é o que fornece os resultados mais precisos pela clareza do caminho definido do pulso, já o semidireto, é preciso tomar um cuidado para que o ângulo e a distância entre os transdutores não sejam elevados.

A norma americana C597 (ASTM, 2016) não recomenda a utilização da transmissão indireta, a não ser que esteja apenas uma face do material acessível, pois as leituras podem estar relacionadas somente à camada superficial do compósito.

A norma brasileira NBR 8802 (ABNT, 2019b) e a europeia EN 12504-4 (BS, 2004) recomendam um procedimento específico para o cálculo da velocidade no método indireto. Primeiramente, fixar o transdutor emissor em um ponto da face (A). Com o transdutor receptor, fazer a leitura em diversos pontos da face (B1, B2, B3 ... Bn) equidistantes entre si sobre uma mesma reta, conforme mostra a Figura 2.23.

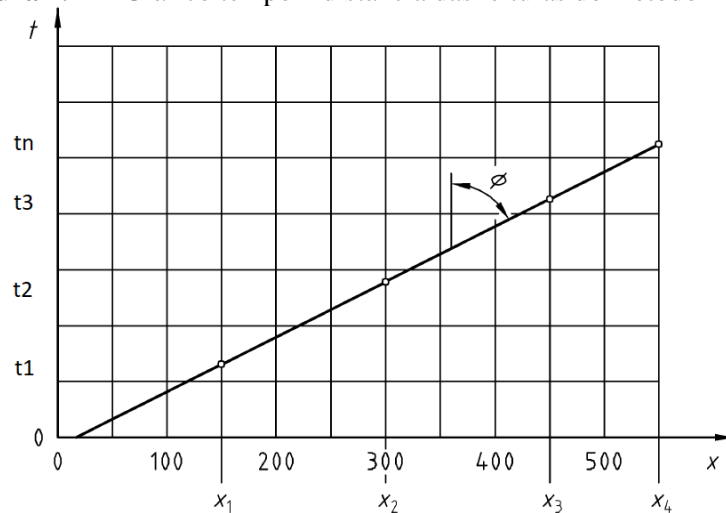
Figura 2.23 - Procedimento de ensaio de transmissão indireta



Fonte: Adaptado de EN 12504-4 (BS, 2004)

Com as leituras realizadas, locar as informações em um gráfico tempo x distância e calcular a inclinação da reta, obtendo assim o resultado da velocidade de propagação (Figura 2.24).

Figura 2.24 - Gráfico tempo x distância das leituras do método indireto



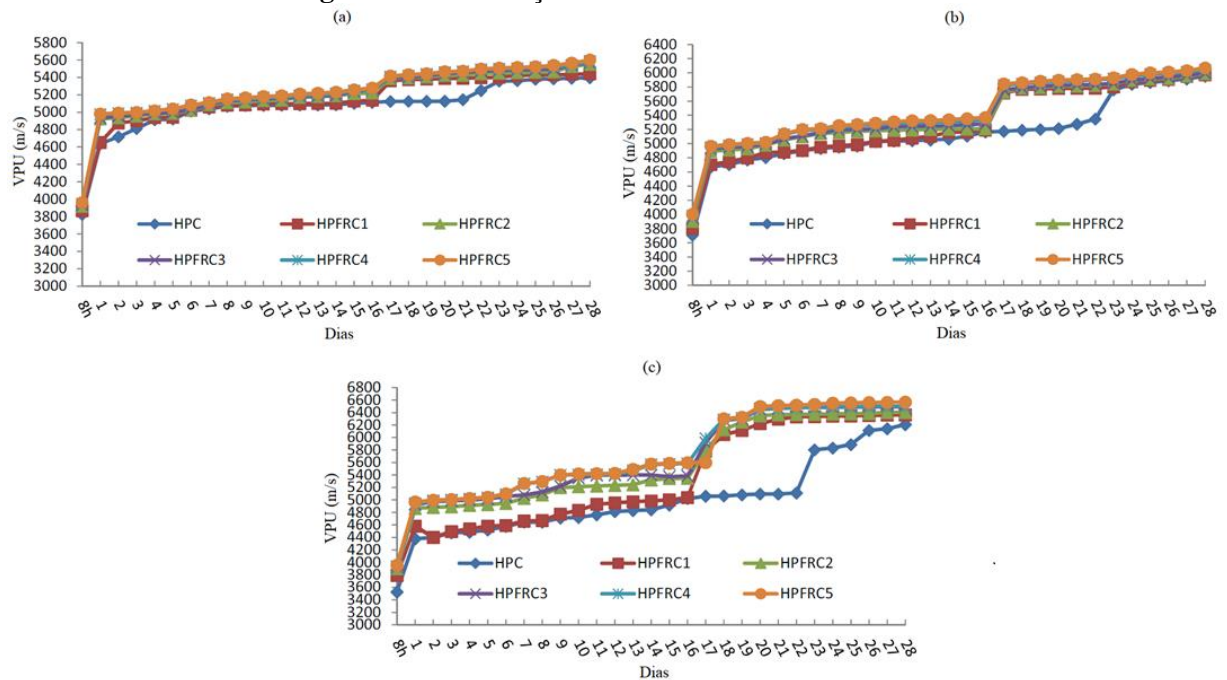
Fonte: Adaptado de EN 12504-4 (BS, 2004)

A pesquisa feita por Jones (1949), foi uma das primeiras a analisar o comportamento do concreto através da VPU, e as conclusões feitas pelo autor são:

- Para concreto com maiores resistência, se obtém maiores velocidades;
- O agregado utilizado e sua quantidade interferem no resultado da VPU.

Um estudo feito por Benaicha *et al.* (2015), avaliou a evolução da VPU pelos três métodos de transmissão no concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço, variando o teor de fibras nas misturas entre 0 a 2,5%, tendo a conclusão que a adição de fibras no compósito gera um aumento súbito na VPU na idade de 18 dias, diferente no concreto sem fibras onde este aumento ocorreu na idade de 23 dias (Figura 2.25). Em suas conclusões, os autores não obtiveram uma resposta assertiva do motivo que gerou tal efeito em idade antecipada com a adição das fibras.

Figura 2.25 - Evolução da VPU até a idade de 28 dias



(a) Método de transmissão direta
 (b) Método de transmissão semidireta
 (c) Método de transmissão indireta
 Fonte: adaptado de Benaicha *et al.* (2015)

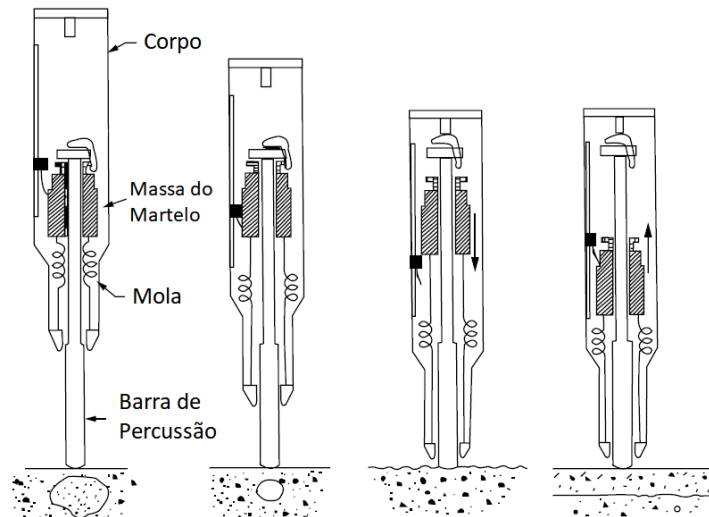
2.5.2 Ensaio de dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão

Criado por Ernst Schmidt em 1948, o ensaio de dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão é um dos métodos não destrutivos mais antigos e amplamente utilizado atualmente (NEVILLE, 2016).

O aparelho de ensaio pesa em média 1,8 kg e seus principais componentes são: o corpo do equipamento, a barra de percussão, a massa do martelo e a mola principal (WILLIAMS, 1993).

Durante a aplicação do teste, quando se comprime a barra de percussão contra uma superfície, a massa do martelo controlado pela mola atinge uma quantidade de energia por conta da extensão da mola até uma determinada posição. Quando a mola se solta, a massa sofre rebote ao colidir contra a barra de percussão, ainda em contato com a superfície (Figura 2.26). A distância percorrida pela massa no retorno, em porcentagem da deformação inicial da mola, é denominada índice esclerométrico (IE) (BUNGEY; MILLARD e GRANTHAM, 2006).

Figura 2.26 - Aplicação do esclerômetro em uma superfície



Fonte: Adaptado de Malhotra e Carino (2004)

É recomendável sempre que possível deixar o equipamento totalmente na horizontal, pois o efeito da gravidade interfere na massa do martelo (NEVILLE, 2016). Em situações em que a superfície é inclinada ou testes em pisos e tetos, a norma americana C805 (ASTM, 2018) recomenda registrar no equipamento a orientação do ângulo mais próximo em relação à horizontal, sendo um ângulo positivo se a aplicação for para cima ou negativo se for para baixo.

De acordo com guia da ACI 228.1R (ACI, 2019), o concreto próximo à superfície onde o esclerômetro é aplicado afeta o seu resultado. Portanto, se o local de ensaio existir um agregado de alta dureza, o IE resultará em um valor alto, porém se no local houver um grande vazio ou um agregado macio, terá um menor IE. Por esse motivo, a norma da C805 (ASTM, 2018), recomenda que em uma área de teste seja feita no mínimo 10 leituras, espaçadas entre si 25 mm e entre as bordas um espaçamento de 50 milímetros, para a obtenção do IE médio. Já a norma brasileira, NBR 7584 (ABNT, 2012), exige no mínimo 16 leituras em uma área de ensaio, com um espaçamento de 30 mm entre os pontos de aplicação.

Com o equipamento esclerométrico, há uma curva que correlaciona o valor do IE com a resistência à compressão do concreto, porém não é recomendável utilizá-la, pois os materiais utilizados no concreto e as condições dos testes podem não ser semelhantes com uma determinada situação que será analisada, sendo recomendado realizar testes destrutivos em laboratório para determinar novas curvas que melhor correlacionam os resultados (WILLIAMS, 1993).

2.5.3 Módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração

Há diversas formas de obter o módulo de elasticidade dinâmico (E_d) do concreto, e uma delas é através do método das frequências naturais de vibração (Figura 2.27), que conforme a NBR 8522-2 (ABNT, 2021g), o ensaio consiste em apoiar o corpo de prova cilíndrico nas linhas nodais do modo de vibração flexional fundamental, aplicando no CP uma excitação por impacto para captar a resposta acústica, identificando a frequência de ressonância flexional fundamental. Com as informações da massa e das dimensões do CP junto com a frequência de ressonância flexional fundamental, é possível calcular o E_d .



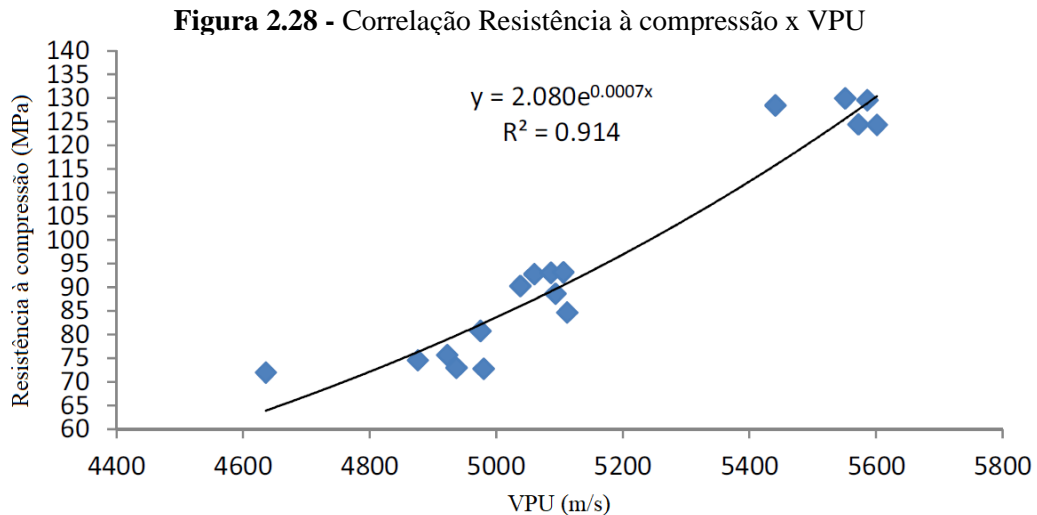
Fonte: adaptado de Thomaz; Miyaji e Possan (2021)

2.6 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS EM CRFA E SUAS CORRELAÇÕES COM AS PROPRIEDADES MECÂNICAS

Na literatura, existem diversas pesquisas que analisam as propriedades mecânicas do CRFA (ABBASS; KHAN e MOURAD, 2018; ABRISHAMBAF; CUNHA e BARROS, 2015; CHEN *et al.*, 1995; CONFORTI *et al.*, 2018; LEITE e CASTRO, 2020; SHI *et al.*, 2020). Entretanto, são poucas as análises feitas de correlações do concreto com fibras utilizando os ensaios não destrutivos.

2.6.1 Correlações com a resistência à compressão

A análise feita por Benaicha *et al.* (2015) correlacionou a VPU com a resistência à compressão do concreto de alto desempenho ensaiados nas idades de 1, 7 e 28 dias, atingindo uma correlação conforme ilustrado na Figura 2.28.



Fonte: Adaptado de Benaicha *et al.* (2015)

Uma correlação da resistência à compressão com a VPU do concreto convencional reforçado com fibras foi realizada por Hedjazi e Castillo (2020), onde foram efetuados os testes nas idades de 7, 28 e 44 dias, variando entre os modelos estudados o volume de fibras entre 0 a 1,5%, obtendo para o concreto com fibras de aço uma correlação através da Equação (2.15).

$$f_c = -107,37.VPU^2 + 1200,1.VPU + 3320,3 \quad (2.15)$$

Em que f_c é a resistência à compressão (MPa); V é a velocidade de propagação ultrassônica (km/s).

A pesquisa feita por Tsiolou; Lampropoulos e Paschalis (2017), realizou a correlação simples da VPU, em metros por segundo (m/s), e o IE com a resistência à compressão do concreto de ultra-alto desempenho com volume de fibras de 1% e 3%, obtendo ótimas curvas de regressão linear e exponencial, com o coeficiente de determinação (R^2) variando entre 0,94 a 0,98, também foi aplicado os métodos combinados correlacionando a resistência à

compressão com os resultados de VPU e esclerometria, chegando na Equação (2.16) para o concreto com 1% de fibras e na Equação (2.17) para o de 3%.

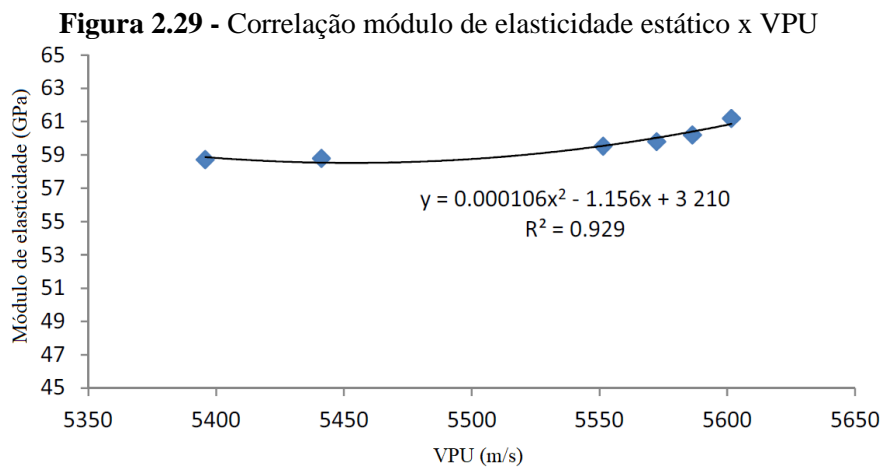
$$f_c = 2,78.10^{-11}.VPU^3.IE^{0,92} \quad (2.16)$$

$$f_c = 1,61.10^{-8}.VPU^{2,28}.IE^{0,87} \quad (2.17)$$

Em que IE é o índice esclerométrico.

2.6.2 Correlações com o módulo de elasticidade estático

Além da resistência à compressão, Benaicha *et al.* (2015) correlacionaram o módulo de elasticidade estático com a VPU aos 28 dias, conforme gráfico da Figura 2.29, onde chegaram na Equação (2.18).



Fonte: Adaptado de Benaicha *et al.* (2015)

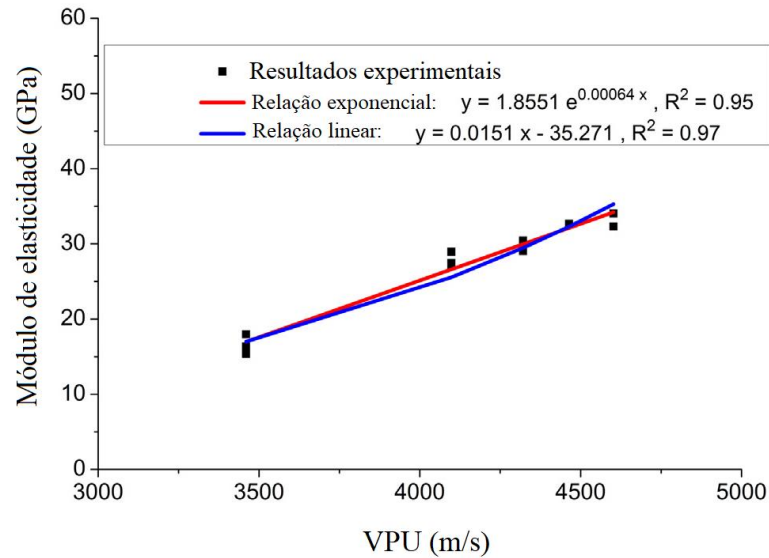
$$E_c = 1,06.10^{-4}.VPU^2 - 1,156.VPU + 3210 \quad (2.18)$$

Em que E_c é o módulo de elasticidade estático (GPa).

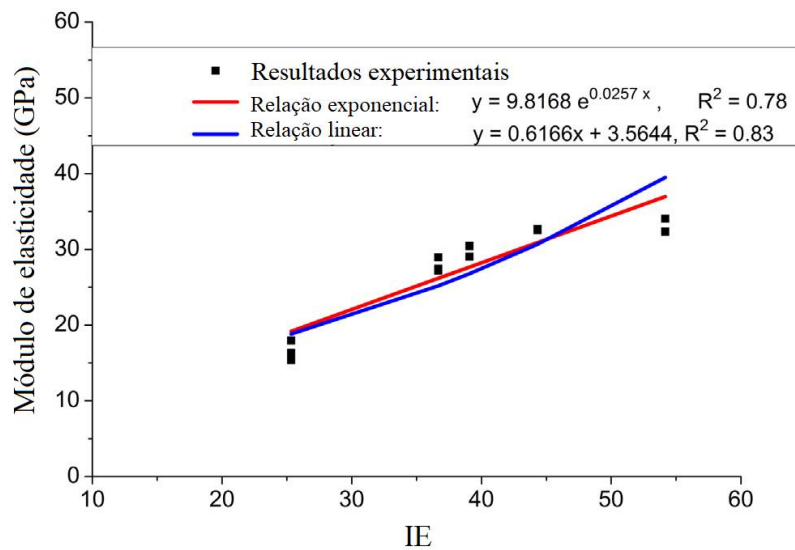
Tsioulou; Lampropoulos e Paschalis (2017) Realizaram a correlação simples do módulo de elasticidade com a VPU e com o IE, chegando nas relações linear e exponencial, conforme ilustrado na Figura 2.30 para o concreto com 1% de fibras, e na Figura 2.31 para o concreto com 3% de fibras. Além disso, os autores analisaram os métodos combinados com

ambos os ensaios não destrutivos com o módulo de elasticidade estático, chegando na Equação (2.19) para o concreto com 1% de fibras, e na Equação (2.20) para o de 3%.

Figura 2.30 - Relação exponencial e linear da VPU e IE com o módulo de elasticidade do concreto com 1% de fibras



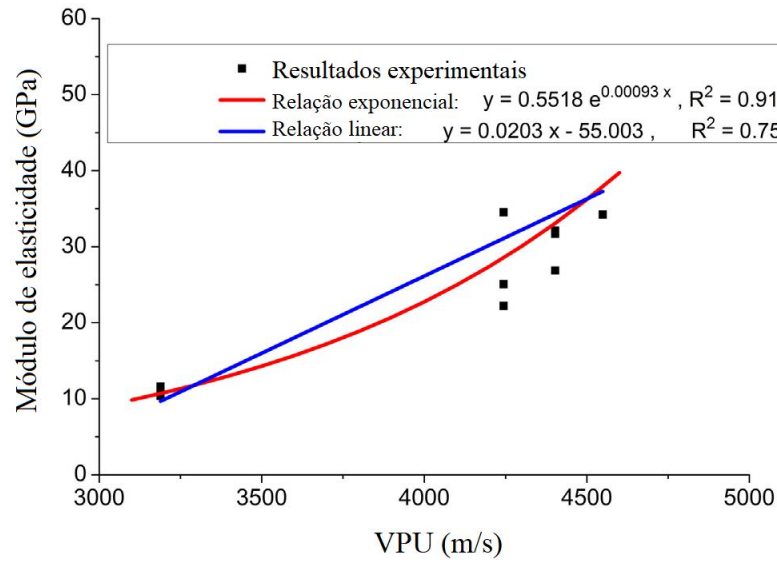
(a) Gráfico Módulo de elasticidade x VPU



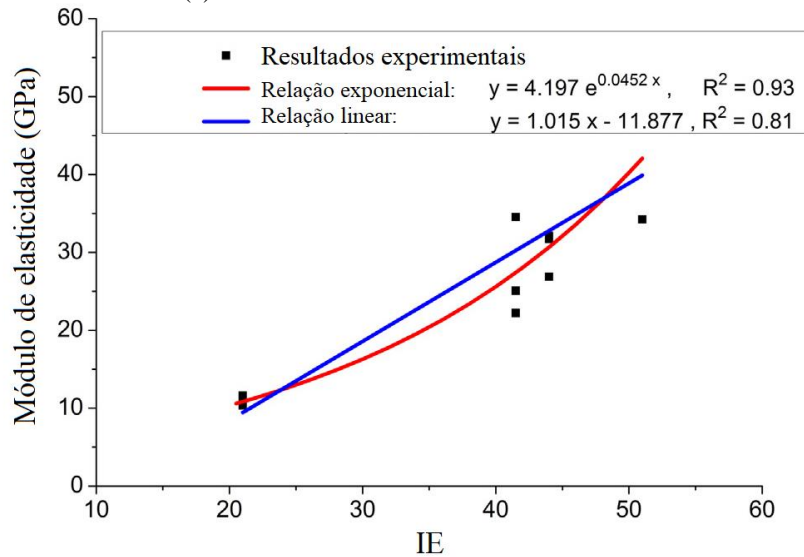
(b) Gráfico Módulo de elasticidade x IE

Fonte: Adaptado de Tsiolou; Lampropoulos e Paschalis (2017)

Figura 2.31 - Relação exponencial e linear da VPU e IE com o módulo de elasticidade do concreto com 3% de fibras



(a) Gráfico Módulo de elasticidade x VPU



(b) Gráfico Módulo de elasticidade x IE

Fonte: Adaptado de Tsiolou; Lampropoulos e Paschalis (2017)

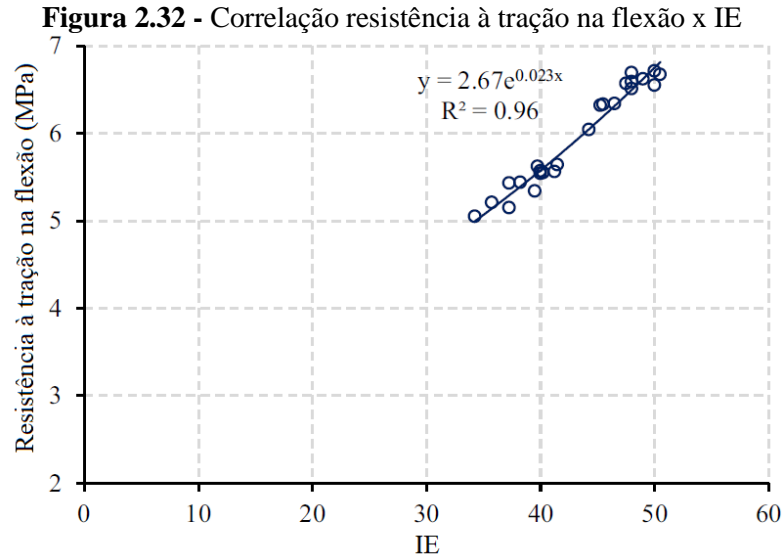
$$E_c = 4,05 \cdot 10^{-11} \cdot VPU^{3,43} \cdot IE^{-0,37} \quad (2.19)$$

$$E_c = 1,11 \cdot 10^{16} \cdot VPU^{-5,73} \cdot IE^{3,84} \quad (2.20)$$

2.6.3 Correlações com a resistência à tração na flexão

A pesquisa realizada por Murthi; Poongodi e Gobinath (2020) correlacionou a resistência à tração na flexão com o IE do concreto de pavimentação reforçado com fibras

(Figura 2.32), variando o volume de fibras entre 0 a 1,5% e realizando os ensaios nas idades de 7, 14, 28 e 90 dias, obtendo assim a Equação (2.21).

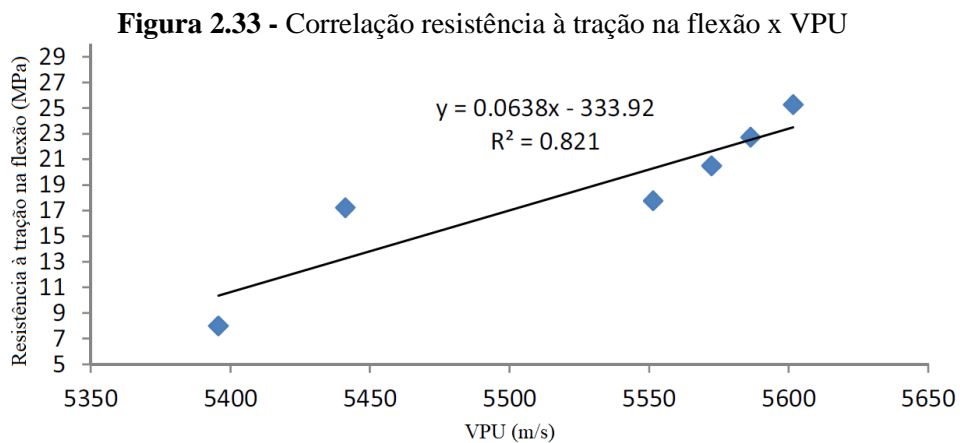


Fonte: Adaptado de Murthi; Poongodi e Gobinath (2020)

$$f_t = 2,67e^{0,023.IE} \quad (2.21)$$

Em que f_t é a resistência à tração na flexão (MPa).

Benaicha *et al.* (2015) efetuaram a correlação da resistência à tração na flexão com a VPU (Figura 2.33), atingindo uma relação linear conforme a Equação (2.22).

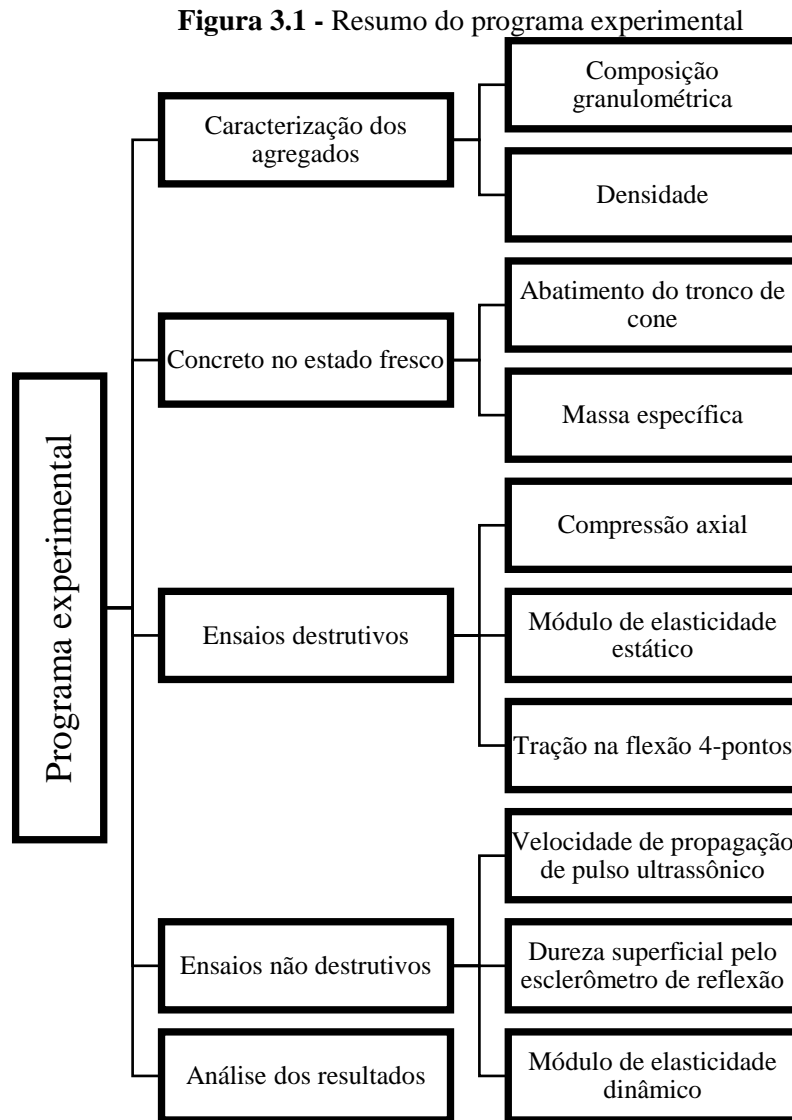


Fonte: Adaptado de Benaicha *et al.* (2015)

$$f_t = 0,0638.VPU - 333,92 \quad (2.22)$$

3 MATERIAIS E PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Todos os procedimentos experimentais foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil (P02) da Universidade Estadual de Maringá. O programa experimental é mostrado de maneira resumida conforme a Figura 3.1.



Fonte: O autor

3.1 GRUPOS DE CONCRETOS ESTUDADOS E MATERIAIS UTILIZADOS

Na presente pesquisa foram analisados quatro distintos grupos de concretos indicados na Tabela 3.1. O primeiro grupo (CREF) trata-se de um concreto convencional, de resistência normal correspondente a classe C30. Os demais grupos são de concretos reforçados com

fibras de aço em taxas de 0,35%, 0,70% e 1,05%, respectivamente denominados por CRF1, CRF2 e CRF3.

O grupo CREF é o de referência para o estabelecimento de comparações do concreto convencional com aqueles concretos contendo fibras de aço em taxas correspondentes ao volume crítico de fibras (CRF3), e abaixo do volume crítico (CRF1 e CRF2).

Tabela 3.1 - Nomenclatura dos grupos de concretos estudados

Grupos	Taxa de fibras (%)
CREF	0
CRF1	0,35
CRF2	0,70
CRF3	1,05

Fonte: O autor

O traço em massa utilizado na produção dos concretos é o mesmo para todos os grupos e corresponde a proporção de 1:1,44:2,10:0,5 entre os materiais cimento:areia:brita:água. Este traço foi utilizado nas pesquisas de Avelar (2022) e Suk (2022), que através dele obteve-se um concreto de classe C30. O consumo de cimento foi o correspondente a 468 kg/m³ de concreto, 674 kg/m³ de agregado miúdo, 982 kg/m³ de agregado graúdo e 234 kg/m³ de água. O consumo de fibras dos grupos CRF1, CRF2 e CRF3 foram, em kg/m³, 27, 55 e 82 respectivamente.

Os concretos foram produzidos utilizando-se uma betoneira elétrica com capacidade de 400 litros conforme mostra a Figura 3.2. O procedimento de mistura foi realizado na seguinte ordem:

- i. Ligar a betoneira;
- ii. Adicionar o agregado graúdo
- iii. Adicionar o cimento Portland
- iv. Adicionar o agregado miúdo
- v. Adicionar a água
- vi. Inserir as fibras na mistura separando-as com a mão, conforme instrução do fabricante;
- vii. Inserir o aditivo superplastificante.

Para a matriz sem fibras, o passo “vi” e “vii” não foram realizados.

Figura 3.2 - Mistura dos concretos em betoneira elétrica



Fonte: O autor

O aditivo do tipo Superplastificante (ADVA 548 da GCP Applied Technologies – massa específica de $1,10 \text{ g/cm}^3$ e dosagem recomendada entre 0,4% e 1,2% sobre a massa de cimento) foi utilizado para garantir trabalhabilidade adequada aos concretos quando adicionada as fibras de aço. A porcentagem de aditivo utilizado para o CRF1, CRF2 e CRF3 foram 0,05%, 0,1% e 0,15% respectivamente. Determinou-se estas porcentagens após a realização de testes nas misturas de cada grupo até encontrar a dosagem necessária para se obter o abatimento desejado. Para tanto, a consistência de cada concreto foi analisada por meio do ensaio de abatimento de tronco de cone (*Slump test*) seguindo-se as orientações da NBR 16889 (ABNT, 2020), tendo-se como referencial o abatimento de $100 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$ (Figura 3.3).

Figura 3.3 - Ensaio de abatimento de tronco de cone de concreto do grupo CREF

Fonte: O autor

Após a finalização desta etapa, determinou-se a massa específica aparente do concreto, conforme recomendações da NBR 9833 (ABNT, 2008). Os resultados da massa específica são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Massa específica dos grupos de concreto

Massas específicas (kg/m ³)			
CREF	CRF1	CRF2	CRF3
2.362,91	2.389,40	2.389,40	2.409,27

Fonte: O autor

3.1.1 Fibra de aço

A fibra de aço utilizada é do tipo arame trefilado a frio com gancho nas extremidades denominada por Wirand® FS3N (Figura 3.4). A fibra tem comprimento (L_f) de 33 mm, diâmetro (d) de 0,75 mm e o fator de forma (L_f/d) de 44. A resistência à tração é de 1100 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa, conforme indicações do fabricante.

Figura 3.4 - Fibras de aço



Fonte: O autor

3.1.2 Cimento Portland

O Cimento Portland utilizado foi o CP II-Z-32 do fabricante Votoran com massa específica aparente entre 0,9 a 1,2 g/cm³ e massa específica absoluta de 3,0 g/cm³ conforme determinado segundo a NBR 16605 (ABNT, 2017).

3.1.3 Agregado miúdo

Como agregado miúdo foi utilizada areia fina proveniente da região da cidade de Maringá-PR (Figura 3.5). A determinação da composição granulométrica foi realizada conforme NBR NM 248 (ABNT, 2003) e o ensaio para obtenção da densidade (2,64 g/cm³) foi realizado conforme NBR 16916 (ABNT, 2021a).

A composição granulométrica da areia é mostrada na Tabela 3.3, sendo o Módulo de Finura igual a 1,519 e a Dimensão máxima característica igual a 1,18 mm. A distribuição granulométrica é mostrada na Figura 3.6.

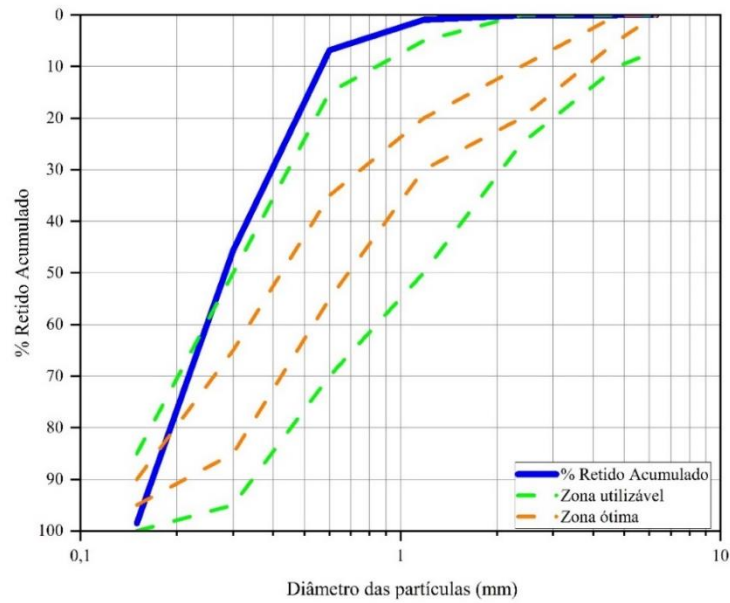
Figura 3.5 - Agregado miúdo

Fonte: O autor

Tabela 3.3 - Composição granulométrica da areia

Peneiras (mm)	% Retida	% Retida acumulada
6,30	0,00	0,00
4,76	0,00	0,00
2,38	0,07	0,07
1,18	0,86	0,93
0,60	5,88	6,81
0,30	38,82	45,62
0,15	52,86	98,49
Fundo	1,51	100,00

Fonte: O autor

Figura 3.6 – Curva de distribuição granulométrica da areia

3.1.4 Agregado graúdo

Como agregado graúdo foi utilizada a brita 0 (Figura 3.7). A determinação da composição granulométrica foi realizada conforme NBR NM 248 (ABNT, 2003) e o ensaio para obtenção da densidade ($2,77 \text{ g/cm}^3$) foi realizado conforme NBR 16917 (ABNT, 2021b).

A composição granulométrica da brita é mostrada na Tabela 3.4, sendo o Módulo de Finura igual a 5,81 e a Dimensão máxima característica igual a 9,50 mm. A distribuição granulométrica é mostrada na

Figura 3.8.

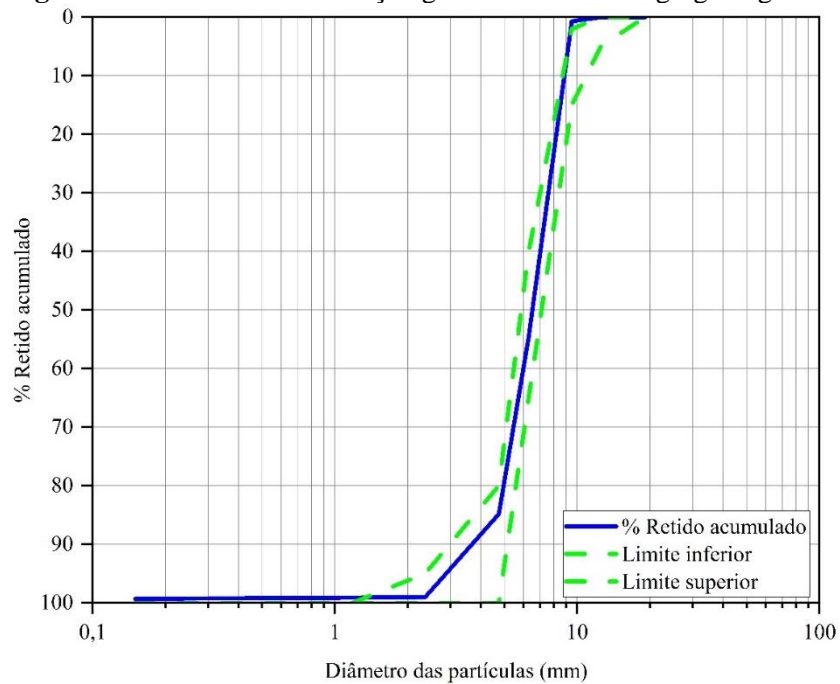
Figura 3.7 - Agregado graúdo

Fonte: O autor

Tabela 3.4 - Análise granulométrica da brita

Peneira (mm)	% Retida	% Retida acumulada
19,00	0,00	0,00
12,50	0,00	0,00
9,50	0,72	0,72
6,30	53,88	54,60
4,75	30,23	84,84
2,36	14,19	99,02
1,18	0,10	99,12
0,60	0,08	99,20
0,30	0,04	99,24
0,15	0,08	99,33
Fundo	0,67	100,00

Fonte: O autor

Figura 3.8 - Curva de distribuição granulométrica do agregado graúdo

Fonte: O autor

3.2 MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS DE PROVA

A moldagem dos corpos de prova foi realizada utilizando-se adensamento por meio de vibrações externas em mesa vibratória, seguindo-se recomendações da NBR 16938 (ABNT, 2021d) e NBR 16940 (ABNT, 2021e). A mesa vibratória é a indicada na Figura 3.9 tendo superfície com dimensões de 500x500 mm.

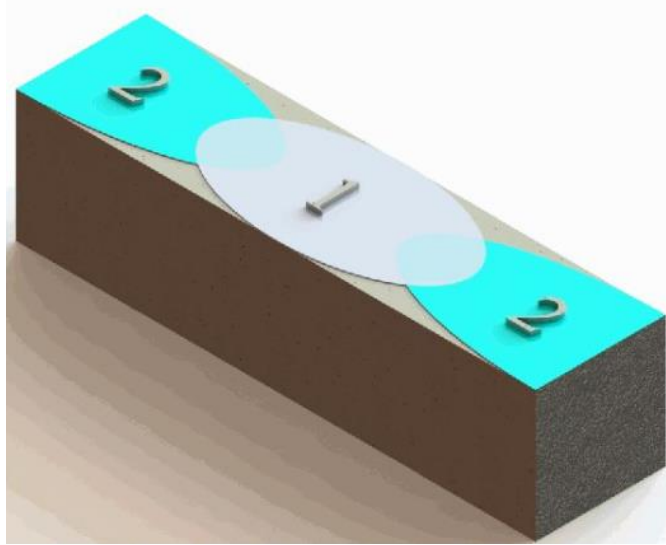
Figura 3.9 - Mesa vibratória



Fonte: O autor

De maneira geral, a moldagem dos corpos de prova (CPs) cilíndricos, de dimensões 150x300 mm, envolveu o preenchimento em 2 camadas iguais, 10 golpes por camada com haste de adensamento na parede externa do molde. Em seguida, as formas foram levadas para a mesa vibratória, com o tempo de vibração de apenas 5 segundos. A moldagem dos CPs prismáticos, de dimensões 100x100x380 mm, foi realizada primeiramente pelo centro do molde e em seguida pelas suas extremidades conforme mostra a Figura 3.10, obedecendo a orientação da norma NBR 16940 (ABNT, 2021e). Após a moldagem os prismas foram levados para a mesa vibratória com o tempo de vibração de apenas 5 segundos.

Figura 3.10 – Sequência de moldagem dos corpos de prova prismáticos



Fonte: NBR 16940 (ABNT, 2021e)

Para cada grupo estudado, foram moldados 30 corpos de prova (CPs), sendo 18 cilíndricos e 12 prismáticos, totalizando-se 120 corpos de prova, desses, 72 cilíndricos e 48 prismáticos. Após as moldagens, os CPs permaneceram por 24 horas em local protegido de intempéries para a sua cura inicial. Após isso, foram levados para câmara úmida (Figura 3.11), sendo retirados 48 horas antes da execução do ensaio.

Figura 3.11 - Câmara úmida



Fonte: O autor

3.3 ENSAIOS REALIZADOS

A pesquisa foi caracterizada por um amplo programa experimental que consistiu em uma campanha de ensaios dividida em ensaios não destrutivos (END) e ensaios destrutivos de caracterização mecânica dos concretos de cada grupo. Os ensaios foram realizados nas idades

de 7, 28 e 56 dias, tendo como objetivo geral o estabelecimento da correlação da resposta do END com aquela obtida por meio ensaio destrutivo de caracterização mecânica. Os ensaios realizados são os indicados no Quadro 3.1 juntamente com o referencial normativo utilizado, tipo de corpo de prova e número de exemplares por grupo (4).

O ensaio de VPU foi também utilizado como ferramenta para avaliar o processo de evolução da hidratação da massa de concreto de cada grupo ao longo do período de 28 dias de idade (ensaio diário).

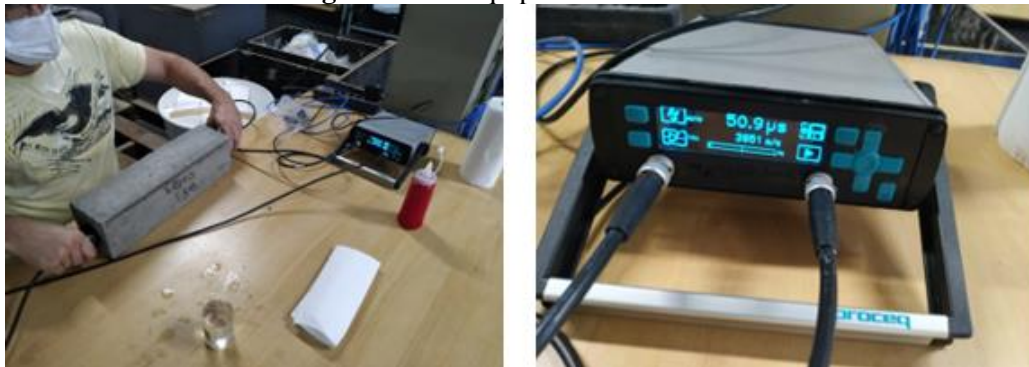
Quadro 3.1 - Campanha de END e destrutivos

Tipo de ensaio	Ensaio	Idade (dias)	Referência	Tipo de Corpo de prova	Nº de exemplares do grupo por idade
Destrutivo	Compressão axial	7, 28 e 56	NBR 5739 (ABNT, 2018)	Cilíndrico Ø 150x300 mm	4
	Módulo de elasticidade estático (E_c)	7, 28 e 56	NBR 8522-1 (ABNT, 2021f)	Cilíndrico Ø 150x300 mm	4
	Tração na flexão 4-pontos	7, 28 e 56	JCSE-SF4 (JSCE, 1984a)	Prisma 100x100x380 mm	4
Não destrutivo	Módulo de elasticidade dinâmico (E_d)	7, 28 e 56	NBR 8522-2 (ABNT, 2021g)	Cilíndrico Ø 150x300 mm	4
	Propagação da velocidade de onda ultrassônica	1 ao 28 e 56	NBR 8802 (ABNT, 2019b)	Prisma 100x100x380 mm Cilíndrico Ø 150x300 mm	4
	Dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão	7, 28 e 56	NBR 7584 (ABNT, 2012)	Cilíndrico Ø 150x300 mm Prisma 100x100x380 mm	4

3.3.1 Velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU)

O ensaio de VPU foi realizado conforme recomendações da NBR 8802 (ABNT, 2019b) e utilizando-se um equipamento tipo Pundit, fabricado pela empresa Proceq (Figura 3.12).

Figura 3.12 - Equipamento Ultrassom



Fonte: O autor

O aparelho possui um circuito gerador-receptor capaz de emitir e receber pulso elétrico de baixa frequência e com resolução de leitura de pelo menos $0,1 \mu\text{s}$. Conta também com transdutores do tipo emissor e receptor que faz a transformação da onda de choque em pulso elétrico em um intervalo de 20 a 150 kHz e que converte a onda de choque em pulso elétrico, com amplificação adequada ao circuito, respectivamente.

Os transdutores, antes dos ensaios, foram calibrados por meio da barra de referência (Figura 3.13). Para maior precisão e uniformidade das leituras de VPU, foi aplicado nas superfícies dos transdutores uma camada de gel acoplante com consistência adequada para facilitar a realização do ensaio. O acoplamento e a pressão entre as superfícies dos transdutores e do concreto foram considerados satisfatórios quando o valor de leitura não tinha variação.

Figura 3.13 - Calibração do ultrassom em barra de referência

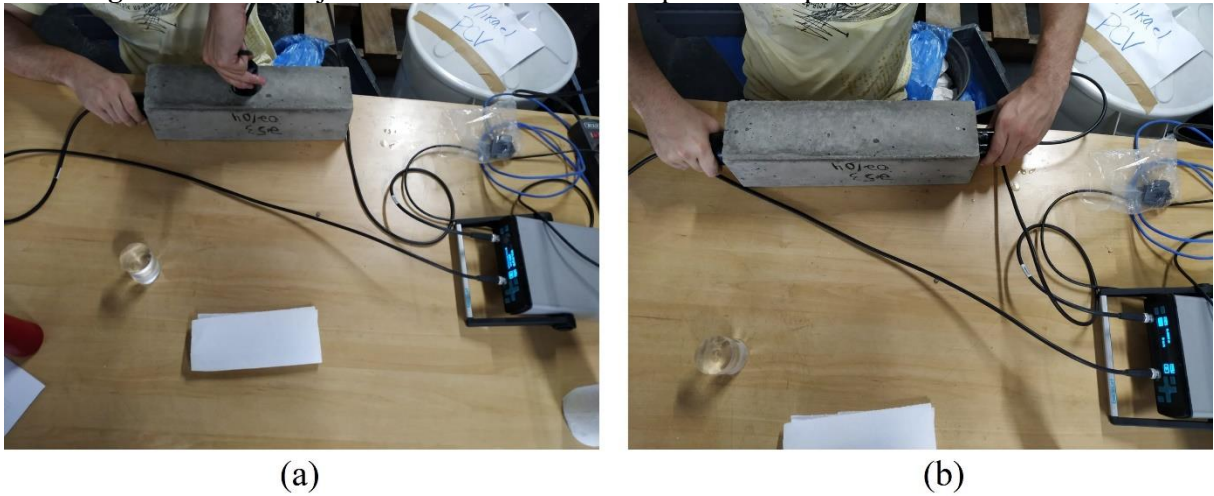


Fonte: O autor

O controle diário da evolução da VPU foi realizado nos CPs prismáticos que foram retirados da câmara úmida 6 horas antes da realização do ensaio. Os transdutores foram posicionados nas faces dos corpos de prova seguindo dois tipos de arranjo descritos a seguir e ilustrados na Figura 3.14:

- Modo de transmissão direta (MTD): transdutores posicionados nas faces opostas do corpo de prova prismático. Esse é o tipo de arranjo mais recomendado pois, as ondas são recebidas com maior intensidade;
- Modo de transmissão semidireta (MTS): com os transdutores em faces adjacentes do corpo de prova. Esse é um tipo de arranjo que deve ser utilizado somente em casos de não existir a possibilidade de acesso a duas faces opostas do elemento inspecionado ou quando a única face acessível não tiver comprimento suficiente para se utilizar o arranjo em transmissão indireta. Aqui, na pesquisa, buscou-se avaliar esse arranjo a partir da comparação com os valores obtidos por meio do MTD.

Figura 3.14 - Arranjos dos transdutores nos CPs prismáticos para o ensaio diário de VPU



(a)

(b)

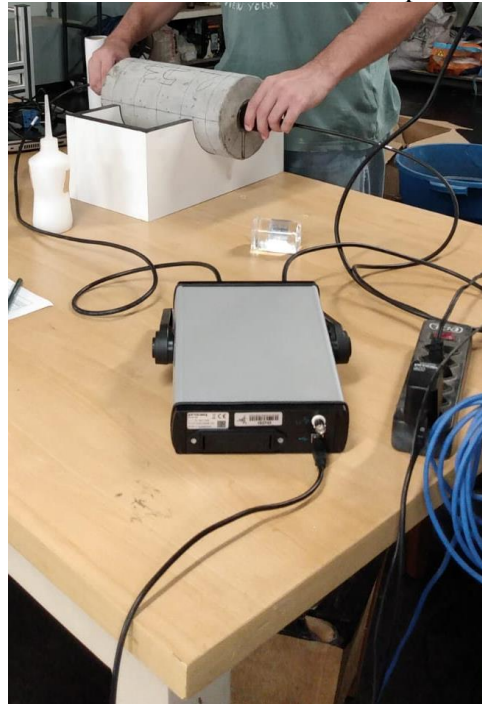
(a) Método de transmissão semidireta

(b) Método de transmissão direta

Fonte: O autor

Para o estabelecimento das correlações entre os resultados da VPU com a f_c e o E_c , o END foi realizado em CPs cilíndricos pelo modo de transmissão direta nas idades de 7, 28 e 56 dias dos concretos de cada grupo. A Figura 3.15 mostra a realização do END de VPU em CP cilíndrico pelo MTD.

Figura 3.15 – Modo de transmissão direta nos corpos de prova cilíndricos



Fonte: O autor

3.3.2 Módulo de elasticidade dinâmico (E_d) pelo método das frequências naturais de vibração

O ensaio para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico (E_d) pelo método das frequências naturais de vibração foi realizado seguindo-se as recomendações da NBR 8522-2 (ABNT, 2021g) e utilizando-se o equipamento denominado por Sonelastic, ilustrado na Figura 3.16, fabricado pela empresa ATCP Engenharia Física.

Figura 3.16 - Equipamento Sonelastic



Fonte: O autor

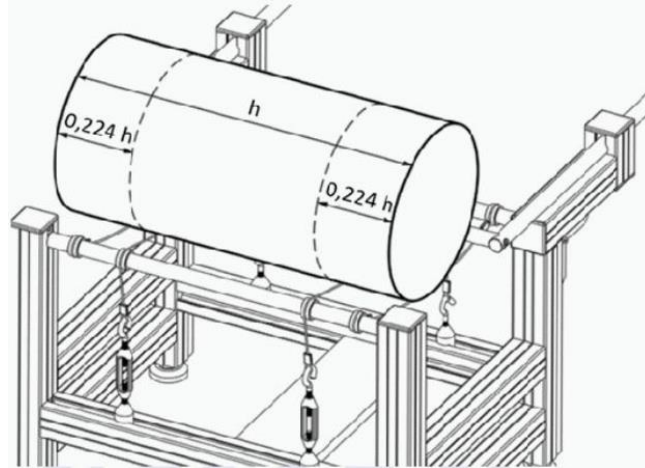
A aparelhagem para a realização do ensaio contou com os seguintes dispositivos:

- Suporte ajustável para apoiar o CP nas linhas nodais do modo de vibração flexional fundamental, sendo uma distância de $0,224.h$ de cada extremidade (h é o comprimento do CP);
- Martelo de impacto manual;
- Captador acústico que procedeu com a captura e transdução da resposta acústica do CP em um sinal elétrico compatível com a unidade de processamento;
- Suporte para o captador acústico;
- Computador com o *software* que fez a análise de frequência da resposta acústica para a identificação da frequência natural de vibração flexional fundamental;
- Balança com a resolução mínima de 0,1 g para a pesagem inicial do CP;
- Paquímetro com a resolução mínima de 0,02 mm para o estabelecimento das leituras do diâmetro e comprimento de cada CP

O ensaio foi realizado conforme as seguintes etapas:

- i. Com o paquímetro, determinou-se as dimensões do CP através da média de duas medições do diâmetro, realizadas ortogonalmente na metade da altura do cilindro, e da média de duas medições da altura em locais distintos da face da amostra e se inseriu as informações no *software*;
- ii. Através da balança, verificou-se a massa do CP e se inseriu a informação no *software*;
- iii. O corpo de prova foi apoiado nas posições $0,224 \cdot h$ em cada extremidade, conforme ilustra a Figura 3.17, e foi posicionado o captador acústico no centro de uma das faces do CP;
- iv. Com o martelo, realizou-se um único impacto no centro do CP para a captura da resposta acústica;
- v. Com o *software*, foi processado a resposta acústica para a obtenção da frequência de ressonância flexional fundamental. De acordo com a NBR 16935 (ABNT, 2021c), para o CRFA o coeficiente de Poisson pode ser adotado o mesmo do concreto sem fibras, portanto, foi utilizado o valor 0,2 para todos os concretos;
- vi. Obteve-se módulo de elasticidade dinâmico calculado através do *software*.

Figura 3.17 - Posicionamento do corpo de prova no suporte ajustável



Fonte: NBR 8522-2 (ABNT, 2021g)

Os resultados obtidos deste ensaio foram correlacionados com os resultados do módulo de elasticidade estático (E_c), para a obtenção de uma equação analítica para o cálculo do E_c a partir do resultado obtido do E_d do CRFA. Os resultados obtidos também foram comparados com outras equações analíticas de outros autores.

3.3.3 Ensaio de dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão

O ensaio de esclerometria foi realizado seguindo-se as recomendações da NBR 7584 (ABNT, 2012) utilizando-se o equipamento do tipo Esclerômetro analógico de impacto Schmidt tipo N da Forest, com energia de percussão de 2,25 N.m conforme mostrado na Figura 3.18.

Figura 3.18 - Esclerômetro analógico de impacto do tipo Schmidt

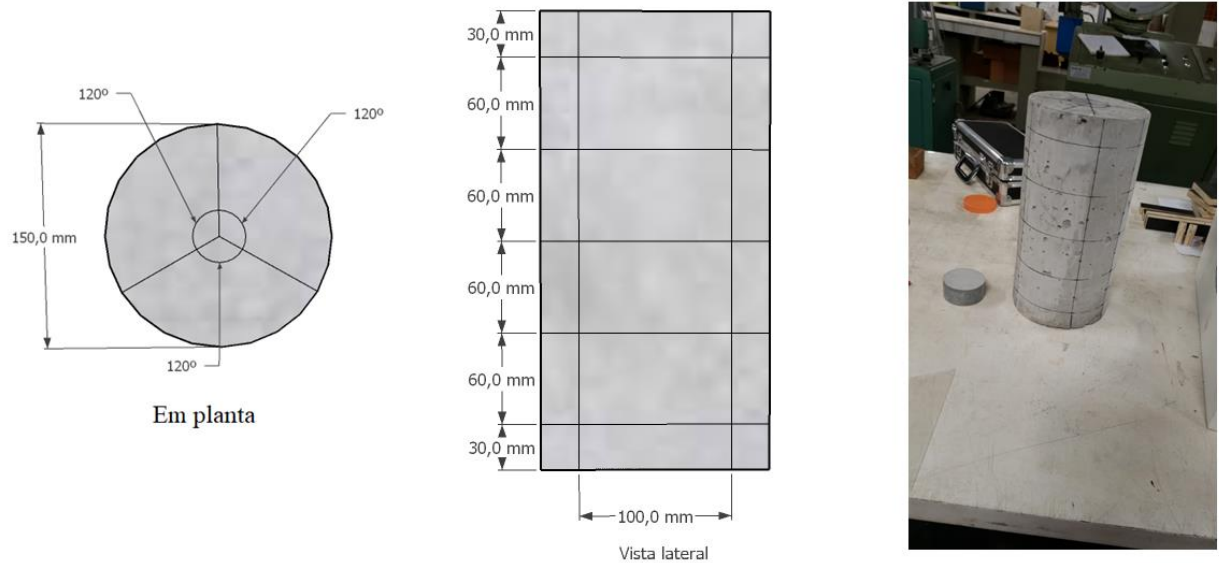


Fonte: O autor

O equipamento foi calibrado antes do início dos ensaios em cada uma das idades. O processo de calibração contou com uma bigorna de aço de 16 kg que foi apoiada sobre uma base rígida e nivelada.

O ensaio de esclerometria visando-se o estabelecimento de correlações com a f_c e o E_c dos concretos de cada grupo, foi realizada 12 leituras nos corpos de prova cilíndricos, sendo em 4 pontos de cada geratriz escolhida, as geratrizes possuem um ângulo de 120° entre si, espaçando entre as bordas superior e inferior 30 mm, com a malha de ensaio feita conforme ilustrado na Figura 3.19.

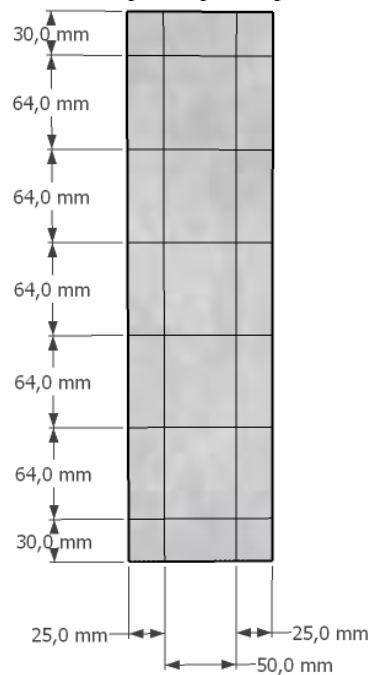
Figura 3.19 - Malha no corpo de prova cilíndrico para aplicação do esclerômetro



Fonte: O autor

Para a correlação do índice esclerométrico (IE) com a resistência à tração na flexão, o ensaio foi realizado em duas faces dos corpos de prova prismáticos por meio de 10 leituras, sendo 5 em cada face. A área de ensaio foi definida por meio do desenho de um reticulado, conforme ilustração na Figura 3.20, para facilitar a aplicação do impacto nas áreas limitadas pela malha.

Figura 3.20 – Reticulado desenhado no corpo de prova prismático para aplicação do esclerômetro



Fonte: O autor

Os corpos de prova foram posicionados entre os pratos da prensa e foram fixados por meio da aplicação de uma força de compressão equivalente a cerca de 15% daquela prevista para a ruptura (Figura 3.21). Para a estimativa dessa força foram ensaiados 2 corpos de prova cilíndricos da mesma concretagem.

Figura 3.21 - Ensaio de esclerometria



Fonte: O autor

Com os impactos realizados, calcula-se a média aritmética das medições e retirados os valores de índices esclerométricos que estejam afastados $\pm 10\%$ da média. Feito isso, calcular novamente a média dos resultados. O índice esclerométrico médio efetivo de cada CP se dá conforme a Equação (3.1).

$$IE = k \cdot I_E \quad (3.1)$$

Onde IE é o índice esclerométrico; k é o coeficiente de correção do índice esclerométrico; e I_E o índice esclerométrico médio de cada CP.

3.3.4 Ensaio de módulo de elasticidade estático (E_c)

Foi realizado o ensaio para a determinação do módulo de elasticidade estático nos corpos de prova cilíndricos através da prensa Instron EMIC 23-600, com capacidade de 600 kN, controlada por computador (Figura 3.22).

Figura 3.22 - Prensa Instron EMIC 23-600



Fonte: O autor

A aparelhagem de ensaio consistiu em:

- Máquina de ensaios;
- Medidores de deformação provenientes da prensa utilizada no ensaio;
- Régua para verificação das dimensões dos corpos de prova.

A taxa de carregamento de descarregamento obedeceu a velocidade de $0,45 \pm 0,15$ MPa/s e a metodologia aplicada nos ensaios foi a de tensão fixa, que foi dividida em quatro etapas:

- Etapa 1: Carregou-se a amostra até a força que corresponde à tensão do limite superior, que equivale a 30% da tensão de ruptura obtida pelo ensaio de resistência à compressão. Manteve-se a carga por 1 minuto e descarregou passado o tempo;
- Etapa 2: Foi aplicada a força ao corpo de prova até a uma tensão básica correspondente a 0,5 MPa e manteve novamente por 1 minuto. Em seguida, o corpo de prova foi submetido novamente a força equivalente à tensão do limite superior por 1 minuto;
- Etapa 3: Feito o mesmo processo da etapa 2;
- Etapa 4: Carregou-se o corpo de prova com a força correspondente à tensão de 0,5 MPa por 60 a 90 segundos e foi registrado pelo computador as deformações. Feito

isso, realizou-se o mesmo procedimento agora com a força que corresponde à tensão do limite superior.

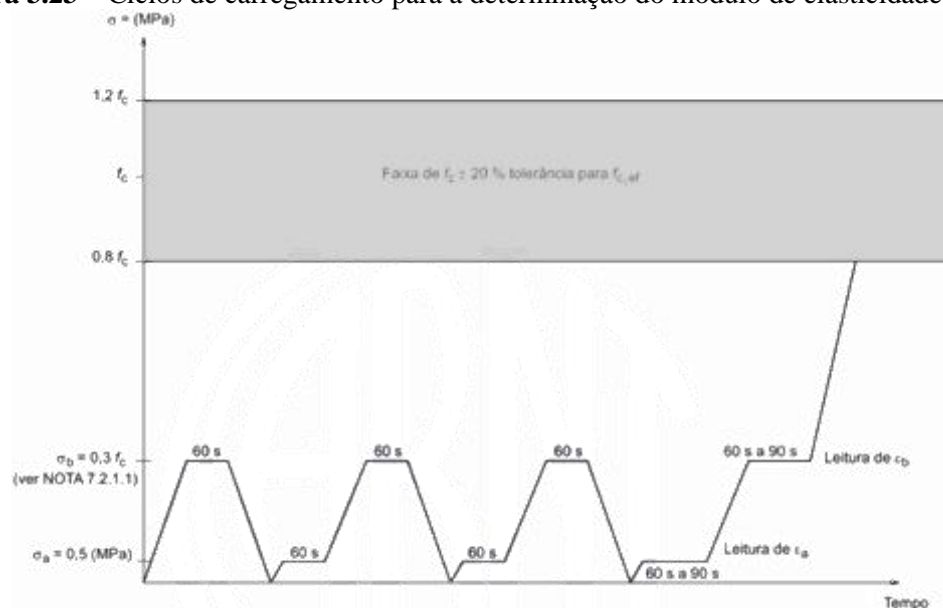
A da tensão do limite superior foi embasado nos dois corpos de provas cilíndricos rompidos anteriormente na etapa do ensaio esclerométrico.

Na Figura 3.23 mostra o procedimento de ensaio através do gráfico com os ciclos de carregamento. Obtido os resultados, o cálculo do módulo de elasticidade de cada amostra se dá pela Equação (3.2).

$$E_c = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \cdot 10^{-3} \quad (3.2)$$

Onde E_c é o módulo de elasticidade (GPa); σ_b é a tensão do limite superior (MPa); σ_a é a tensão básica de 0,5 MPa; ε_b é a deformação específica obtida sob a tensão do limite superior; ε_a é a deformação específica obtida sob a tensão básica.

Figura 3.23 – Ciclos de carregamento para a determinação do módulo de elasticidade estático



Fonte: NBR 8522-1 (ABNT, 2021f)

3.3.5 Ensaio de resistência à compressão axial

Após a finalização do ensaio de módulo de elasticidade estático, foi realizado o ensaio de compressão axial, utilizando a prensa hidráulica Universal EMIC MEU-100, com capacidade de carga de 1000 kN (Figura 3.24).

Figura 3.24 - Ensaio de resistência à compressão axial



Fonte: O autor

O procedimento para a execução do ensaio consistiu em:

- i. Com o auxílio do paquímetro, determinou o diâmetro a ser utilizado para o cálculo da área da seção transversal com a exatidão de 0,1 mm, pela média de dois diâmetros, medidos na metade da altura do corpo de prova;
- ii. Verificou-se a altura do testemunho, medida sobre seu eixo longitudinal com exatidão de 0,1 mm;
- iii. Limpou-se as faces dos pratos da máquina de ensaio e do corpo de prova;
- iv. Centralizou-se a amostra no prato inferior, utilizando de referência os círculos concêntricos;
- v. Se posicionou corretamente na máquina, iniciar o carregamento de ensaio continuamente e em uma velocidade constante de $0,45 \pm 0,15$ MPa/s.
- vi. Se encerrou o carregamento quando obteve uma queda na força que indique a ruptura.
- vii. A resistência à compressão é calculada conforme a Equação ((3.3)).

$$f_c = \frac{4 \cdot P}{\pi \cdot D^2} \quad (3.3)$$

Em que f_c é a resistência à compressão (MPa); P a carga de pico (N); D o diâmetro do corpo de prova (mm).

Se a relação altura/diâmetro (h/D) for menor que 1,94, multiplicar a força pelo fator de correção conforme Tabela 3.5. Valores intermediários podem ser encontrados através de interpolação linear, com aproximação de centésimos.

Tabela 3.5 - Fator de correção h/D

Relação h/D	Fator de correção
2,00	1,00
1,75	0,98
1,50	0,96
1,25	0,93
1,00	0,86

Fonte: NBR 5739 (ABNT, 2018)

3.3.6 Ensaio de resistência à tração na flexão

O ensaio de resistência à tração na flexão consistiu em submeter os corpos de prova prismáticos à flexão em 4 pontos utilizando-se o equipamento do tipo prensa Universal da Instron EMIC 23-600 com capacidade de 600 kN (Figura 3.25).

O resultado de interesse foi a obtenção da força de pico correspondente ao maior valor de força registrado durante o ensaio. O ensaio foi realizado por meio de controle de deslocamento do pistão em taxa constante e igual a 0,15 mm/min até a ruptura do material.

Figura 3.25 - Ensaio de resistência à tração na flexão em 4 -pontos



Fonte: O autor

Com o resultado do ensaio, calculou-se a resistência à flexão, através da Equação (3.4).

$$f_t = \frac{P \cdot l}{b \cdot h^2} \quad (3.4)$$

Em que P é a carga de pico (N); l é o vão de ensaio do CP (mm); b é a largura do CP (mm); h é a altura do CP (mm); f_t é a resistência à tração na flexão (MPa).

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos a partir do programa experimental que foi desenvolvido.

4.1 PROCESSO DE EVOLUÇÃO DA VPU COM A IDADE DOS CONCRETOS

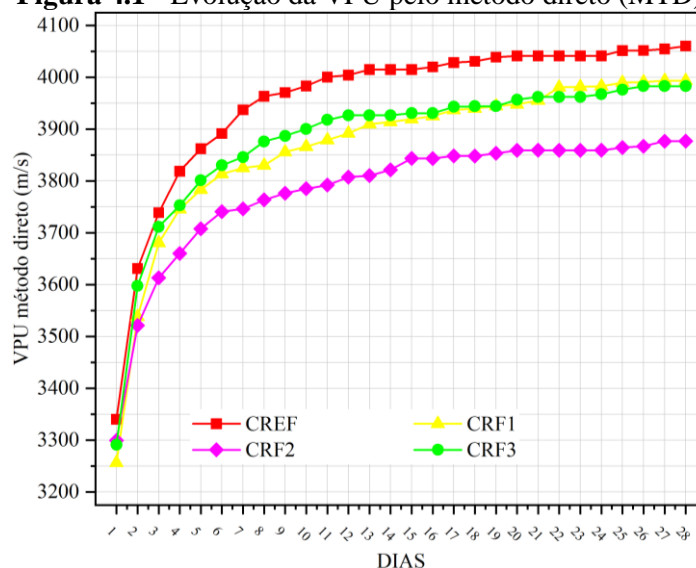
O conhecimento acerca da evolução do processo de endurecimento do concreto com a idade é de importante relevância para a definição do momento mais exato de retirada do escoramento de uma estrutura e a aplicação do carregamento. Assim, o estado do concreto nas idades iniciais reveste-se de importância devido a aspectos técnicos e econômicos.

Neste item da pesquisa, apresentam-se então, os resultados obtidos da evolução da VPU nas primeiras idades dos quatro distintos grupos de concreto classe C30: CREF (concreto convencional sem fibras) e os concretos com fibras, CRF1, CRF2 e CRF3, sendo, 0,35% de fibras, 0,70% e 1,05%, respectivamente.

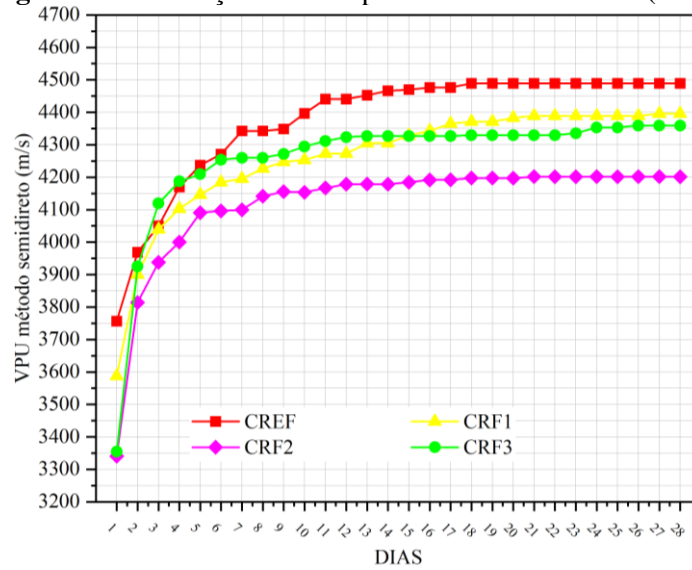
O objetivo é identificar, conforme a idade, o efeito da presença das fibras metálicas e sua quantidade sobre a VPU em modos de transmissão da onda direto (MTD) e semidireto (MTS). As leituras da VPU foram tomadas diariamente para cada um dos grupos de concreto, desde as 24 horas (dia 1) até aos 28 dias de idade.

Nas Figura 4.1 e Figura 4.2 são apresentados os resultados obtidos com os modos de transmissão MTD e MTS, respectivamente.

Figura 4.1 - Evolução da VPU pelo método direto (MTD)



Fonte: O autor

Figura 4.2 - Evolução da VPU pelo método semidireto (MTS)

Fonte: O autor

Considerando o MTD, para o concreto sem fibras há um crescimento diário e acentuado dos valores da VPU até a idade de 11 dias. Da idade 11 a 19, ainda ocorre crescimento, mas com pequenos incrementos diários nos valores da VPU. De 19 a 24 dias de idade, não há evolução na VPU (patamar constante), voltando a ocorrer novos incrementos nos valores a partir da idade de 25.

Para o CRF1 os valores de VPU foram crescentes até a idade de 7 dias, mantendo mesmo valor na idade 8 e, voltando a crescer continuamente até os 28 dias. Para o CRF2 comportamento semelhante foi observado, pois os valores foram crescentes até 6 dias, mantendo-se constante ao dia 7, voltando a crescer continuamente até os 15 dias, após isso, o crescimento ocorreu, mas com pequenos incrementos diários nos valores da VPU.

O CRF3 apresentou crescimento diários nos valores de VPU até os 12 dias de idade, mantendo-se valor constante até os 16 dias, voltando a apresentar valores pequenos no crescimento da VPU até aos 28 dias.

De maneira geral, os resultados obtidos pelo MTD indicam que há um aumento na VPU conforme o decorrer do processo de cura dos concretos, sem fibras e contendo fibras, e que, não foi observado valores decrescentes da VPU com o avanço da idade. Também foi observado que os valores da VPU do concreto sem fibras foram sempre superiores aos concretos contendo fibras, independentemente do modo de transmissão da onda.

A presença das fibras denota aumentar a heterogeneidade do material, pois todos os concretos com fibras apresentaram valores de VPU inferior ao concreto sem fibras. O fato

revela quão significativa é a presença e a quantidade de fibras de aço na influência sobre a consolidação do material.

Os valores da VPU do concreto com baixo teor de fibras (CRF1) foram praticamente iguais ao do concreto com elevado teor de fibras (CRF3) para ambos os modos de transmissão. O resultado remete a pequena influência que baixos teores de fibras (CRF1), quando comparado ao teor moderado de fibras de CRF2, provoca com relação a modificação da resposta do concreto. Já em teor elevado de fibras (CRF3) as respostas dos valores da VPU foram retomadas, quando comparado ao CRF2, ao patamar dos valores do CRF1.

O que foi observado remete a questão de que em baixos teores de fibras (0,35% e 0,70%), prevalece o efeito da heterogeneidade na interface fibra-matriz (região de transição) ao invés da resposta do aço das fibras. Entretanto, para elevados teores de fibras, a quantidade delas prevalece na resposta do material.

O indicado no parágrafo anterior pode ser explicado pela sensibilidade da VPU a presença de vazios e imperfeições no material. A fibra de aço no concreto cria uma interface que é sentida pela propagação da onda. Em elevados teores o efeito da interface fibra-concreto parece ser compensado pela elevada quantidade de fibras, aproximando os valores da VPU daqueles do concreto sem fibras.

Os resultados aqui indicados para concretos de resistência convencional são opostos aqueles obtidos na pesquisa de Benaicha *et al.* (2015), onde se empregou concretos com resistência de 128 MPa. Na pesquisa dos referidos autores, os maiores valores de VPU foram aqueles observados para os concretos contendo fibras em relação ao sem fibras. O que se pode analisar com esta observação é que o comportamento da fibra de aço em concretos de alta resistência, possui um efeito diferente na interface fibra-matriz, devido à sua maior quantidade de finos no compósito, fazendo com que a VPU para este tipo de material aumente com a inserção das fibras.

Ainda em relação à pesquisa dos autores, houve um incremento acentuado nos valores da VPU na idade de 23 dias e 18 dias, para os concretos sem fibras e com fibras, respectivamente. Já aqui, para concretos convencionais, nada foi observado quanto a ganhos acentuados nos valores da VPU, exceção apenas para os três primeiros dias de idade, onde os ganhos foram acentuados, após isso, os aumentos foram gradativos com a idade.

As Tabela 4.1 e Tabela 4.2 mostram a amplitude (diferença entre o valor máximo e mínimo de VPU) pelo MTD e MTS, respectivamente. As tabelas indicam também a idade em que o percentual de 50 a 100% da VPU máxima foi alcançado para cada concreto.

É observado que a amplitude pelo MTD para o concreto sem fibras foi praticamente igual aos concretos CRF1 e CRF3, sendo inferior para o CRF2. A VPU máxima para os concretos com fibras foi alcançada em idade inferior aos 28 dias.

O fato revela indicativo de que existe uma consolidação mais rápida do processo de endurecimento do concreto com a adição das fibras, esse fato também se deve ao auxílio que a fibra exerce para evitar a abertura de microfissuras existentes no compósito devido à retração. Ainda nesse sentido, há de se destacar a maior amplitude de aumento da VPU pelo MTD nos concretos CRF2 e CRF3, até o terceiro dia. Já no MTS, o aumento da VPU até o 13º dia, são mais acentuados nos concretos contendo fibras. Esse aspecto pode ser também visualizado por meio do gráfico da Figura 4.3, em que, são indicados os valores de incremento da amplitude da VPU em porcentagem em relação às idades.

Tabela 4.1 - Amplitude da VPU dos grupos pelo modo direto

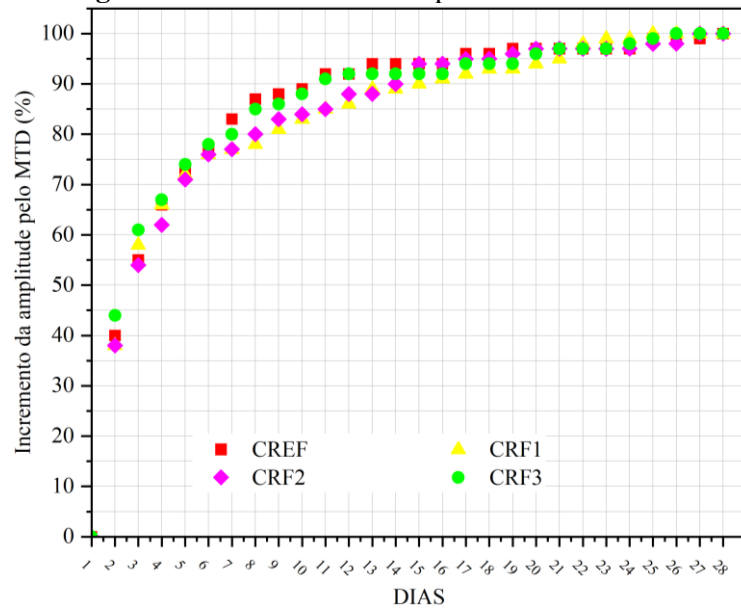
Modelos	VPU pelo MTD (m/s)		Amplitude	Idade da % da VPU máxima					
	Mínima	Máxima		50%	60%	70%	80%	90%	100%
CREF	3340	4060	720	3	4	5	7	11	28
CRF1	3256	3994	737	3	4	5	9	15	25
CRF2	3300	3877	577	3	4	5	8	14	27
CRF3	3291	3983	692	3	3	5	7	11	26

Fonte: O autor

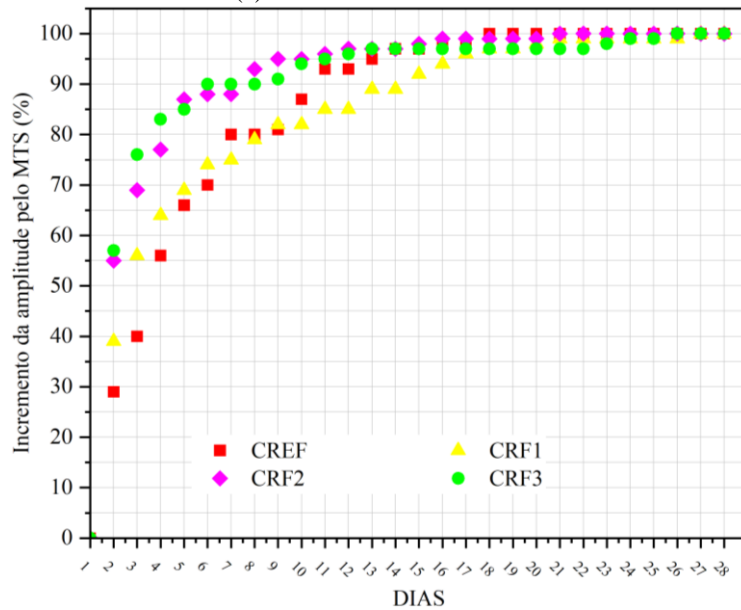
Tabela 4.2 - Amplitude da VPU dos grupos pelo modo semidireto

Modelos	VPU pelo MTS (m/s)		Amplitude	Idade da % da VPU máxima					
	Mínima	Máxima		50%	60%	70%	80%	90%	100%
CREF	3756	4489	733	4	5	6	7	11	18
CRF1	3588	4396	808	3	4	6	9	15	27
CRF2	3341	4202	861	2	3	4	5	8	21
CRF3	3355	4359	1004	2	3	3	4	6	26

Fonte: O autor

Figura 4.3 - Incremento da amplitude da VPU x dias

(a) Modo de transmissão direta



(b) Modo de transmissão semidireta

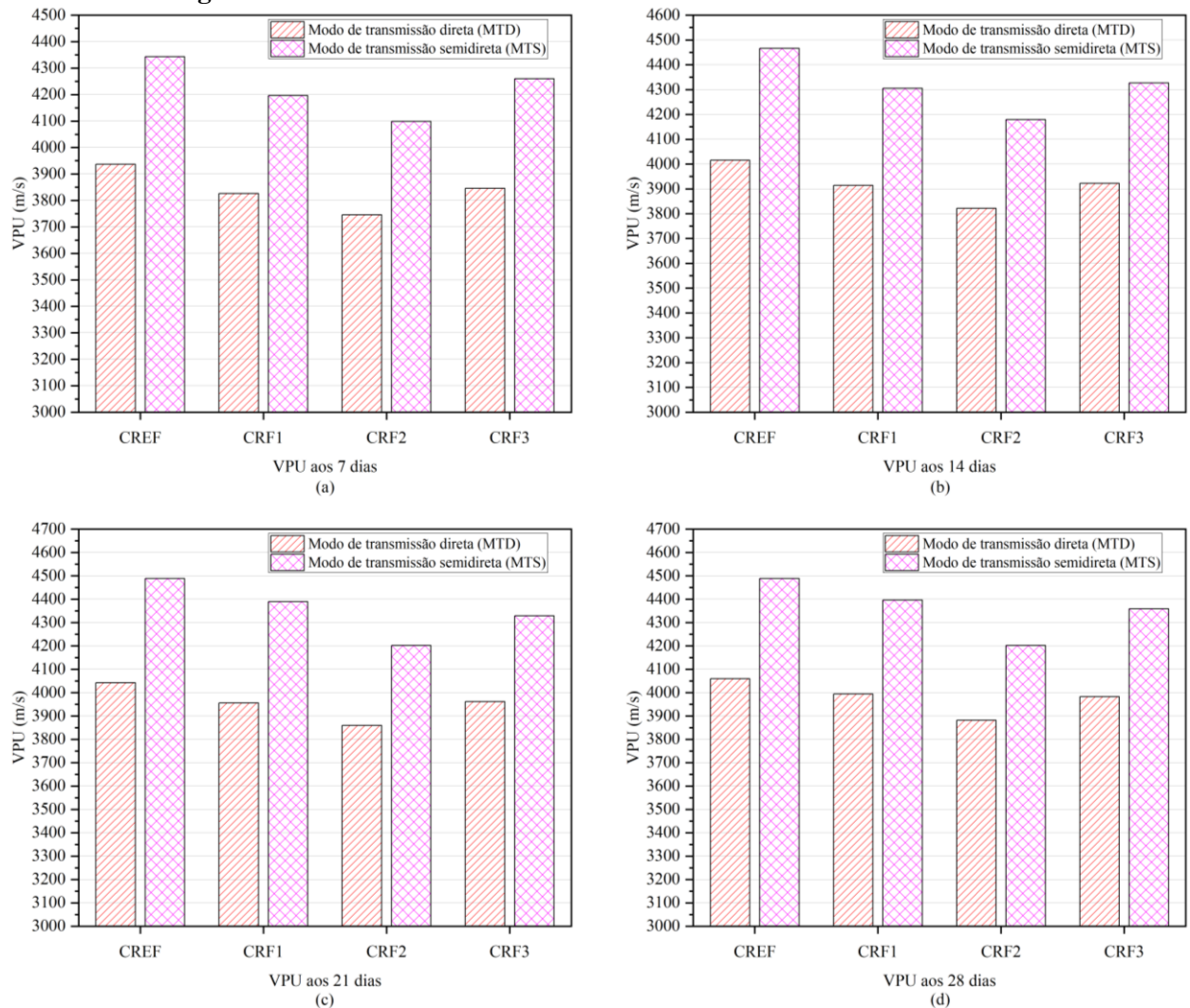
Fonte: O autor

A Figura 4.4 mostra os valores de VPU conforme o modo de transmissão da onda. Como se vê, os valores são diferentes conforme o modo de transmissão, sendo os valores em MTS maiores do que em MTD. O mesmo fato foi observado por Benaicha *et al.* (2015).

Ocorre que há uma tendência de minimização do efeito da heterogeneidade do MTS em relação ao MTD, pois no primeiro considera-se apenas uma parte da peça ao invés de toda sua extensão. Entretanto, como se vê, as diferenças entre os valores dos modos de transmissão são pequenas (inferior a 15%), sendo os valores máximos, em m/s, do MTD e MTS, respectivamente, 4060 e 4489 para o CREF, 3994 e 4396 para o CRF1, 3877 e 4202 para o

CRF2, 3983 e 4359 para o CRF3. Ficando então denotado um indicativo de baixa heterogeneidade dos concretos.

Figura 4.4 - Resultado da VPU conforme o modo de transmissão da onda



- (a) VPU aos 7 dias
 (b) VPU aos 14 dias
 (c) VPU aos 21 dias
 (d) VPU aos 28 dias

Fonte: O autor

4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO DOS CONCRETOS

Na Tabela 4.3 são apresentados os valores médios de resistência à compressão ($f_{c,m}$) módulo de elasticidade ($E_{c,m}$) e resistência à flexão ($f_{t,m}$), juntamente com os parâmetros estatísticos do desvio padrão (σ) e do coeficiente de variação (CV) dos resultados referentes as idades de 7, 28 e 56 dias. O valor médio das propriedades $f_{c,m}$, $E_{c,m}$ e $f_{t,m}$, refere-se ao

ensaio de 48, 48 e 46 corpos de prova, respectivamente. Dois CPs prismáticos tiveram seus resultados perdidos devido a queda de energia do laboratório durante a execução dos ensaios, por isso a quantidade de 46 CPs analisados.

Tabela 4.3 - Resultados das resistências à compressão, módulo e tração na flexão

Concretos	Propriedade	7 dias	σ	CV	28 dias	σ	CV	56 dias	σ	CV
CREF	$f_{c,m}$ (MPa)	23,18	0,79	3,42%	29,68	1,07	3,61%	31,63	1,02	3,24%
	$E_{c,m}$ (GPa)	20,39	1,05	5,13%	28,18	3,46	3,46%	27,27	0,93	3,33%
	$f_{t,m}$ (MPa)	2,86	0,18	6,41%	3,43	0,35	10,18%	4,15	0,16	3,92%
CRF1	$f_{c,m}$ (MPa)	22,10	2,70	12,24%	27,25	1,32	4,85%	29,15	0,41	1,41%
	$E_{c,m}$ (GPa)	23,90	1,68	7,04%	27,19	1,48	5,45%	29,42	1,35	4,58%
	$f_{t,m}$ (MPa)	3,08	0,20	6,36%	3,21	0,29	9,01%	3,84	0,21	5,35%
CRF2	$f_{c,m}$ (MPa)	19,93	0,82	4,11%	23,10	1,02	4,45%	25,13	1,42	5,67%
	$E_{c,m}$ (GPa)	18,80	0,65	3,44%	24,60	0,77	3,13%	25,89	1,86	7,20%
	$f_{t,m}$ (MPa)	2,91	0,46	15,91%	3,26	0,71	21,68%	3,80	0,17	4,53%
CRF3	$f_{c,m}$ (MPa)	20,03	1,16	5,81%	25,18	0,59	2,35%	28,23	1,76	6,23%
	$E_{c,m}$ (GPa)	21,86	0,24	1,10%	25,46	0,52	2,05%	27,87	1,63	5,84%
	$f_{t,m}$ (MPa)	4,05	0,72	17,69%	5,19	0,98	18,97%	4,51	0,43	9,56%

Fonte: O autor

O valor da resistência à compressão do concreto convencional (CREF) aos 28 dias de idade, foi aquele previamente planejado pela dosagem (29,68 MPa), sendo possível considerá-lo como classe C30.

Ao analisar a Tabela 4.3, podemos afirmar que a adição de fibras reduziu a resistência à compressão do concreto. As reduções nas idades de 7, 28 e 56 dias foram, respectivamente, 4,66%, 14,02% e 13,59% para o grupo CRF1, 8,19%, 22,17% e 15,16% para o grupo CRF2, e 7,84%, 20,55% e 10,75% para o grupo CRF3.

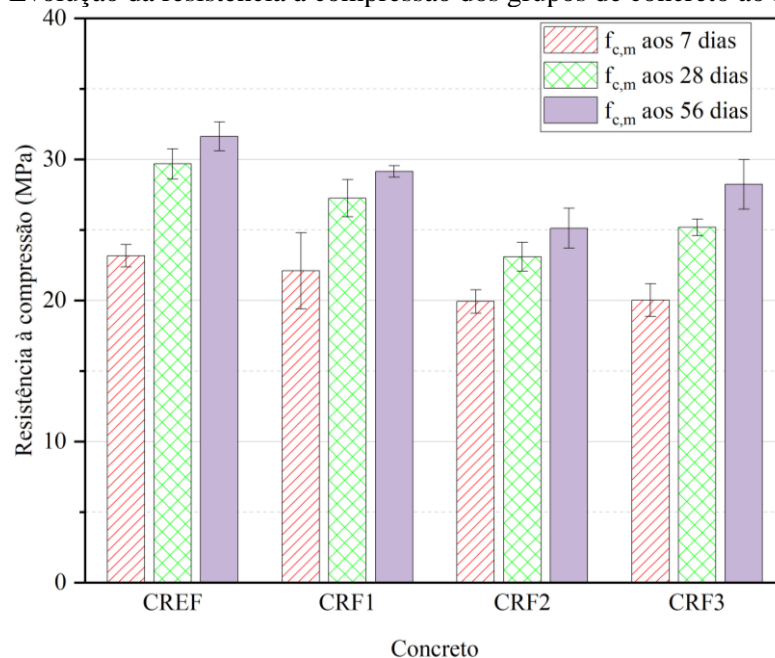
O maior valor de coeficiente de variação foi de 12,24% para o concreto CRF1 na idade de 7 dias, sendo o único resultado de CV acima de 10%, portanto, há uma boa representatividade dos valores de f_c .

É apresentado na Figura 4.5 as comparações dos resultados de resistência à compressão ao longo das idades para os distintos grupos de concretos. O desvio padrão está ilustrado por meio das barras verticais ao centro de cada coluna. É possível verificar que todos os concretos apresentaram um aumento gradativo na resistência à compressão com a evolução das idades.

Para o CREF o aumento percentual na resistência à compressão na idade de 56 dias em relação a idade referencial de 28 dias, foi de 6,57%. Já para os concretos CRF1, CRF2 e CRF3, este aumento foi, respectivamente, 6,97%, 8,79% e 12,11%.

Outro aspecto interessante a notar entre o concreto convencional e os concretos contendo fibras é na evolução da resistência com as idades. No concreto convencional o aumento percentual na resistência entre as idades de 7-28 dias e 7-56 dias foi de respectivamente 28,04% e 36,45%. Já nos concretos com fibras CRF1, CRF2 e CRF3, este aumento foi, respectivamente, 23,30% e 31,90%, 15,91% e 26,09%, 25,71% e 40,94%.

Figura 4.5 - Evolução da resistência à compressão dos grupos de concreto ao longo da idade

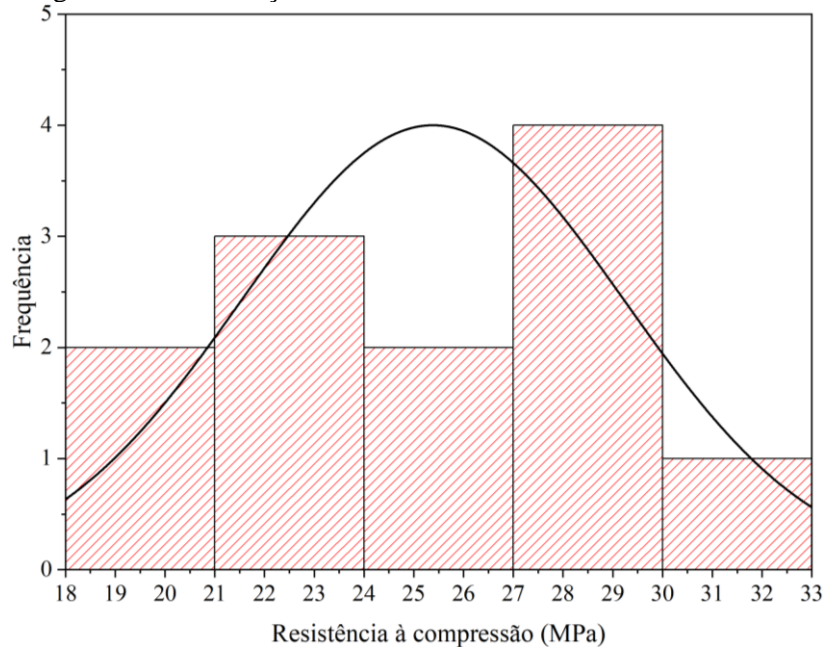


Fonte: O autor

Para a verificação da normalidade dos resultados, foi realizado o teste de Shapiro-Wilk com nível de significância de 5%. Foi possível elaborar um histograma de distribuição e uma

curva normal conforme exibido na Figura 4.6. Pelos resultados obtidos é possível afirmar que os valores das resistências à compressão nas idades de 7, 28 e 56 dias são do tipo normais.

Figura 4.6 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados de resistência à compressão



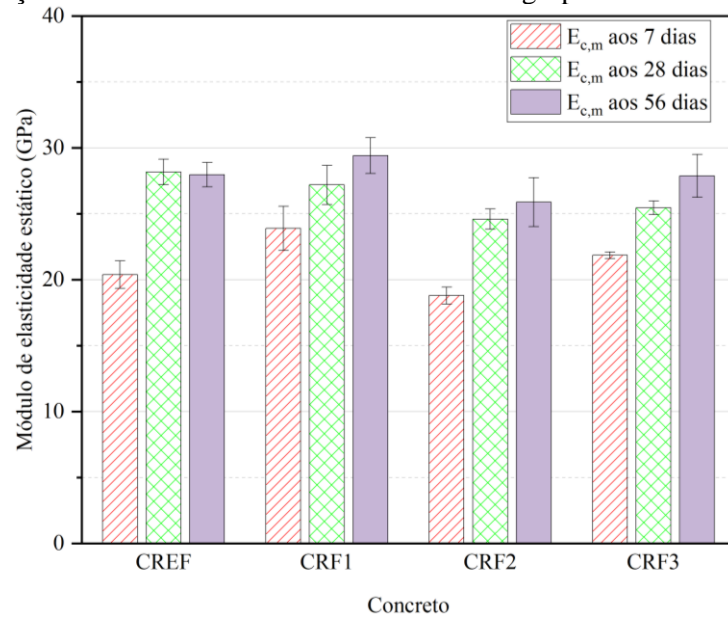
Fonte: O autor

O maior valor obtido de módulo foi de 29,42 GPa do grupo CRF1 na idade de 56 dias e o menor valor foi de 18,80 GPa do grupo CRF2 na idade de 7 dias.

Em relação ao coeficiente de variação, o maior valor encontrado foi de 7,20% do grupo CRF2 na idade de 56 dias, apresentando assim, boa representatividade devido a todos os valores de CV estarem abaixo de 10%.

Na Figura 4.7 ilustra os resultados do módulo de elasticidade estático ao longo das idades. As barras ao centro das colunas representam o desvio padrão. É notado para os concretos CRF1, CRF2 e CRF3 aumento no valor do módulo com a evolução das idades. Já para o CREF observa-se aumento no valor do módulo entre as idades de 7 e de 28 dias, sendo constante o valor obtido aos 56 dias de idade.

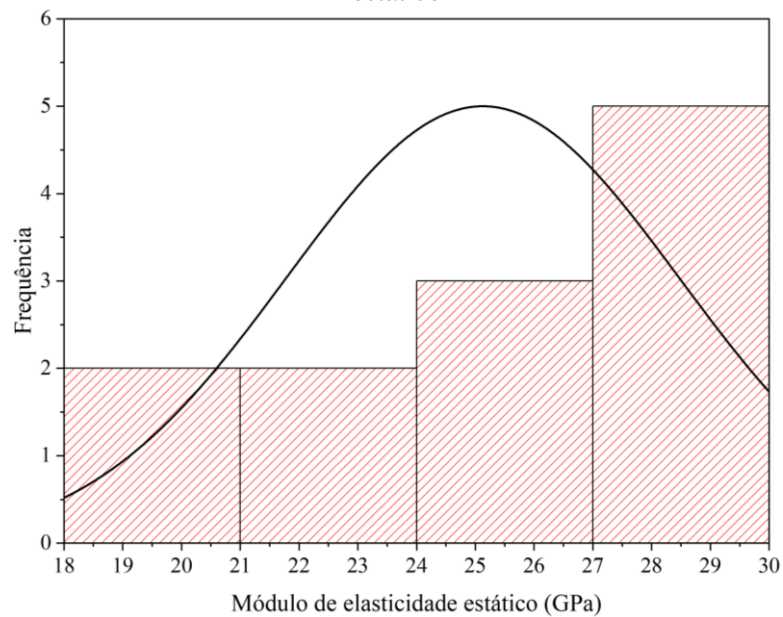
Figura 4.7 - Evolução do módulo de elasticidade estático dos grupos de concreto ao longo da idade



Fonte: O autor

Para a verificação da normalidade dos resultados, foi realizado o teste de Shapiro-Wilk com nível de significância de 5%. Foi possível elaborar um histograma de distribuição e uma curva normal conforme exibido na Figura 4.8. Pelos resultados obtidos é possível afirmar que os valores dos módulos de elasticidade estático nas idades de 7, 28 e 56 dias são do tipo normais.

Figura 4.8 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados do módulo de elasticidade estático



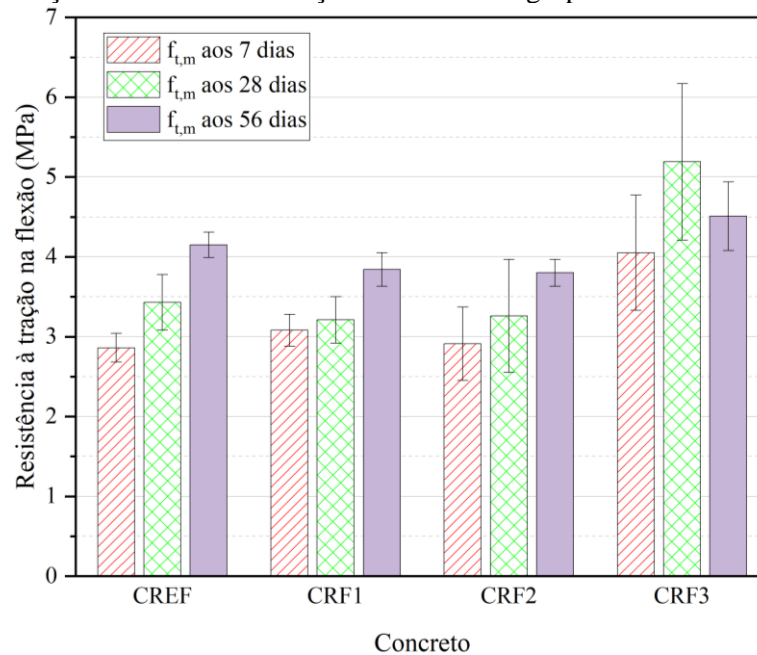
Fonte: O autor

O maior valor médio de resistência à tração na flexão foi de 5,19 MPa do concreto CRF3 na idade de 28 dias e o menor valor foi de 2,86 MPa do concreto CREF na idade de 7 dias.

O maior valor de coeficiente de variação foi de 21,68% para o concreto CRF2 na idade de 28 dias. Este parâmetro obteve alguns coeficientes de variação acima de 10%, como o CREF na idade de 28 dias (10,18%), o CRF2 na idade 7 dias (15,91%) e o CRF3 nas idades de 7 e 28 dias (17,69% e 18,97%).

Na Figura 4.9 ilustra os resultados da resistência à tração na flexão ao longo das idades. As barras ao centro das colunas representam o desvio padrão. É notado que os concretos CREF, CRF1 e CRF2 obtiveram um aumento na resistência com a evolução das idades. Já o CRF3 teve uma queda no resultado na idade de 56 dias. É observado que o CRF3, que é o grupo com a taxa de fibras próximo ao volume crítico, houve um aumento significativo nos resultados em relação aos outros grupos.

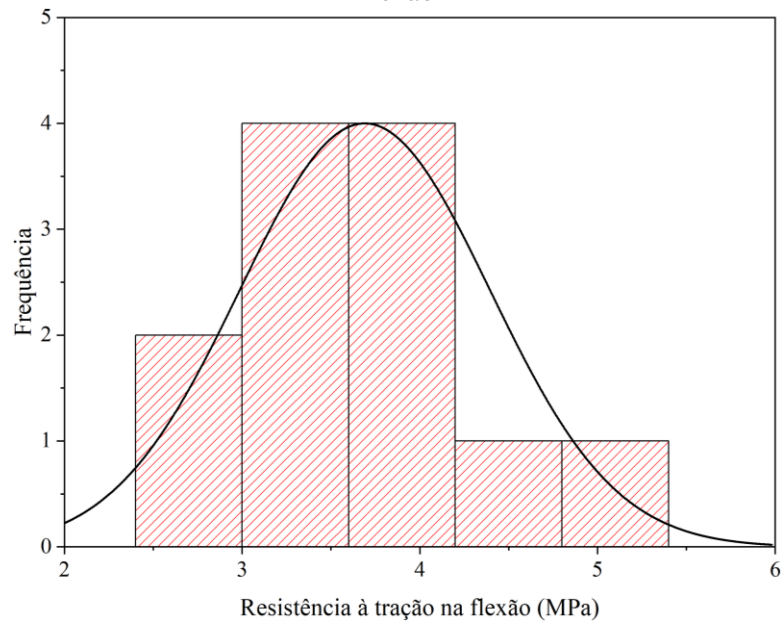
Figura 4.9 - Evolução da resistência à tração na flexão dos grupos de concreto ao longo da idade



Fonte: O autor

Para a verificação da normalidade dos resultados, foi realizado o teste de Shapiro-Wilk com nível de significância de 5%. Foi possível elaborar um histograma de distribuição e uma curva normal conforme exibido na Figura 4.10. Pelos resultados obtidos é possível afirmar que os valores das resistências à tração na flexão nas idades de 7, 28 e 56 dias são do tipo normais.

Figura 4.10 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados de resistência à tração na flexão



Fonte: O autor

4.3 ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO (IE)

A Tabela 4.4 apresenta os valores médios do IE para os CPs cilíndricos e prismáticos juntamente com o desvio padrão (σ) e o coeficiente de variação (CV) dos resultados.

Tabela 4.4 - Resultados do IE nos CPs cilíndricos e prismáticos

Concretos	Tipo CP	7 dias	σ	CV	28 dias	σ	CV	56 dias	σ	CV
CREF	IE cilindro	29,64	0,51	1,73%	34,31	0,43	1,26%	35,05	0,97	2,75%
	IE prisma	28,87	0,93	3,23%	32,46	0,81	2,50%	33,07	0,77	2,34%
CRF1	IE cilindro	29,78	0,97	3,24%	33,58	0,28	0,84%	34,03	0,40	1,17%
	IE prisma	29,11	0,72	2,47%	32,16	0,66	2,06%	32,98	0,61	1,85%
CRF2	IE cilindro	28,87	0,15	0,53%	32,02	0,22	0,68%	32,44	0,74	2,29%
	IE prisma	29,71	0,46	1,53%	30,20	0,40	1,33%	31,68	0,50	1,58%
CRF3	IE cilindro	30,19	0,73	2,41%	31,03	0,57	1,84%	32,55	0,68	2,07%
	IE prisma	29,75	1,02	3,42%	31,48	0,41	1,29%	32,10	0,31	0,96%

Fonte: O autor

O maior valor médio do IE nos CPs cilíndricos foi de 35,05 no concreto CREF na idade de 56 dias e o menor valor foi de 28,87 no concreto CRF2 na idade de 7 dias.

O maior valor de coeficiente de variação foi de 3,24% para o concreto CRF1 na idade de 7 dias, apresentando assim, boa representatividade devido a todos os valores de CV estarem abaixo de 10%.

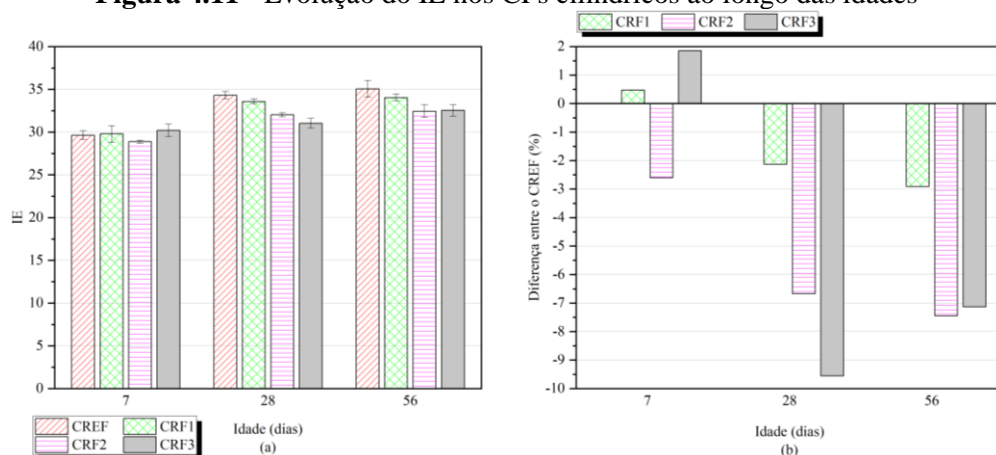
O maior valor médio do IE nos CPs prismáticos foi de 33,07, também no concreto CREF na idade de 56 dias e o menor valor foi de 28,87 no concreto CREF na idade de 7 dias.

O maior valor de coeficiente de variação foi de 3,42% para o concreto CRF3 na idade de 7 dias, apresentando assim, boa representatividade devido a todos os valores de CV estarem abaixo de 10%.

É apresentado na Figura 4.11a as comparações dos resultados do IE nos CPs cilíndricos ao longo das idades. O desvio padrão está ilustrado nas barras verticais ao centro de cada coluna. Verifica-se que todos os concretos apresentaram um aumento no valor do IE com a evolução da idade.

Fica evidenciado que os valores do IE para o concreto sem fibras são sempre maiores aos valores dos concretos com fibras, exceto na idade de 7 dias, onde os grupos CRF1 e CRF3 obtiveram um pequeno aumento ao se comparar com o CREF, conforme ilustrado na Figura 4.11b, onde mostra a diferença em porcentagem dos grupos com fibras com o concreto sem fibras. Tendência foi também verificada de diminuição nos valores do IE com o aumento da taxa de fibras.

Figura 4.11 - Evolução do IE nos CPs cilíndricos ao longo das idades



(a) Gráfico Idade x IE

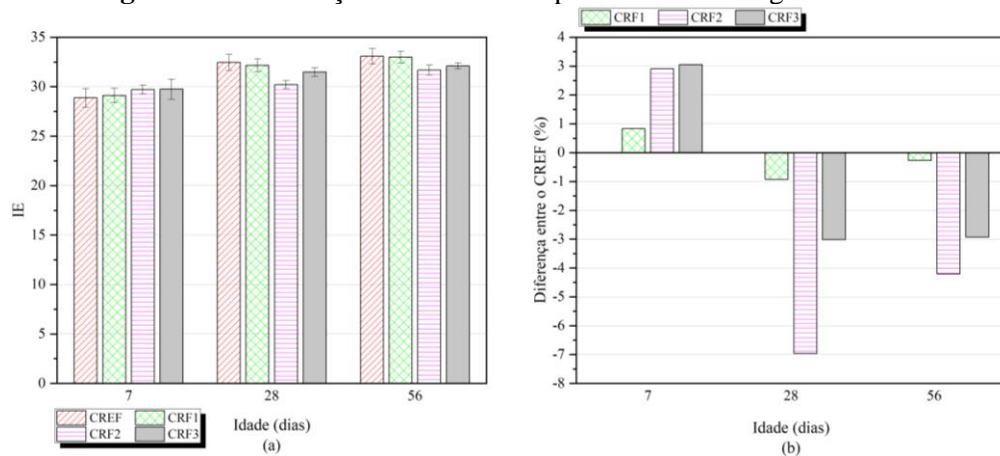
(b) Gráfico Idade x Diferença entre o CREF em %

Fonte: O autor

É apresentado na Figura 4.12a as comparações dos resultados do IE nos CPs prismáticos ao longo das idades. O desvio padrão está ilustrado nas barras verticais ao centro de cada coluna. Verifica-se que todos os concretos apresentaram um aumento no valor do IE com a evolução da idade.

Fica evidenciado que os valores do IE para o concreto sem fibras são maiores aos valores dos concretos com fibras, exceto na idade de 7 dias, onde os grupos dos concretos com fibras obtiveram um pequeno aumento ao se comparar com o CREF, conforme ilustrado na Figura 4.12b, onde mostra a diferença em porcentagem dos grupos com fibras com o concreto sem fibras. Foi também verificada a tendência de diminuição nos valores do IE com o aumento da taxa de fibras, com exceção nas primeiras idades (7 dias). As constatações feitas para a propriedade mecânica de resistência à tração na flexão do concreto foram diferentes, com o aumento da taxa de fibras no concreto, houve aumento na resistência.

Figura 4.12 - Evolução do IE nos CPs prismáticos ao longo das idades



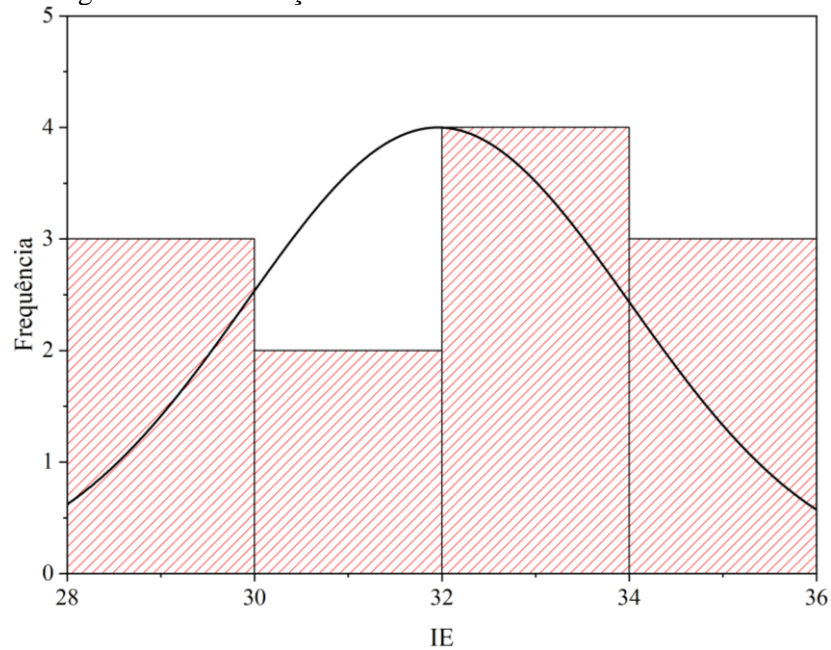
(a) Gráfico Idade x IE

(b) Gráfico Idade x Diferença entre o CREF em %

Fonte: O autor

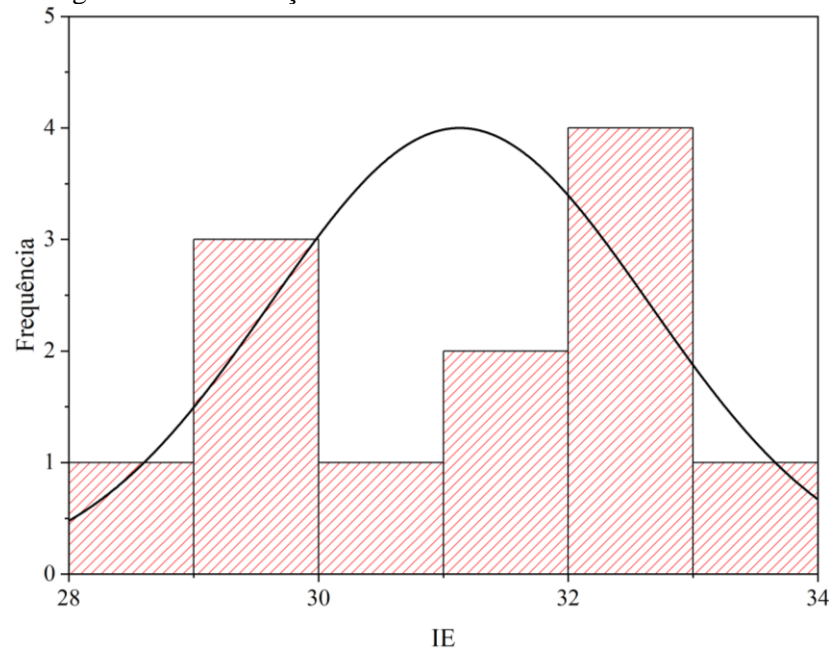
Foi realizado o teste de Shapiro-Wilk para a verificação da normalidade dos resultados, com nível de significância de 5%. Foi elaborado um histograma de distribuição e uma curva normal conforme exibido na Figura 4.13 para os CPs cilíndricos, e na Figura 4.14 para os CPs prismáticos. Os resultados obtidos do IE nas idades de 7, 28 e 56 dias são do tipo normais.

Figura 4.13 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados do IE nos CPs cilíndricos



Fonte: O autor

Figura 4.14 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados do IE nos CPs prismáticos



Fonte: O autor

4.3.1 Correlação simples: IE x f_c

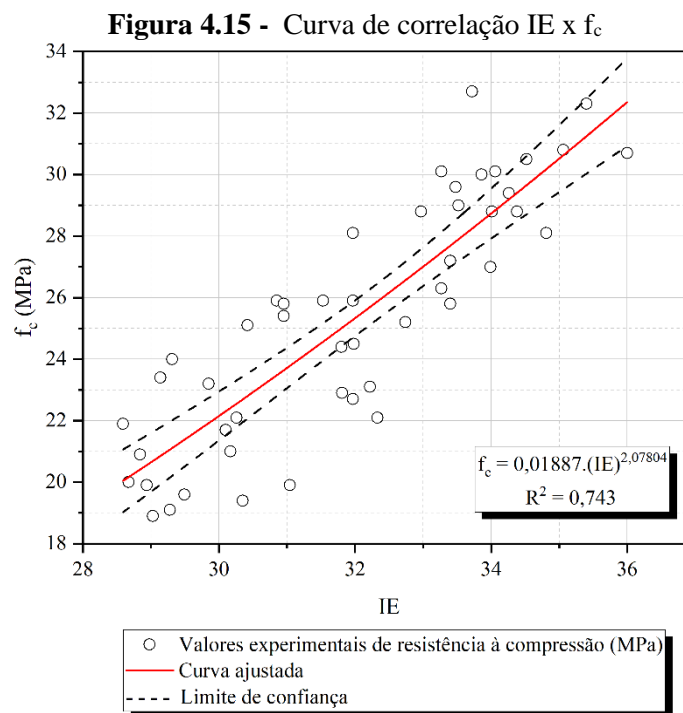
Na Tabela 4.5 são apresentadas as equações e os respectivos coeficientes de determinação (R^2) a partir da correlação estabelecida com todos os grupos de concretos, totalizando 48 pontos (IE x f_c). A equação que representa a curva do tipo potência foi a de

maior valor para o R^2 (0,743) e, portanto, utilizada para representar a correlação entre os dois parâmetros conforme Figura 4.15.

Tabela 4.5 - Equações da correlação (IE x f_c) e coeficientes de determinação (todos os concretos)

Relação	Tipo de curva	Equação	R^2
IE x f_c	Linear	$f_c = 1,63852 \cdot (IE) - 26,98694$	0,741
	Potência	$f_c = 0,01887 \cdot (IE)^{2,07804}$	0,743
	Exponencial	$f_c = e^{3,10085+0,01427 \cdot (IE)}$	0,742
	Polinômio	$f_c = 0,04591 \cdot (IE)^2 - 1,29374 \cdot (IE) + 19,64511$	0,738

Fonte: O autor



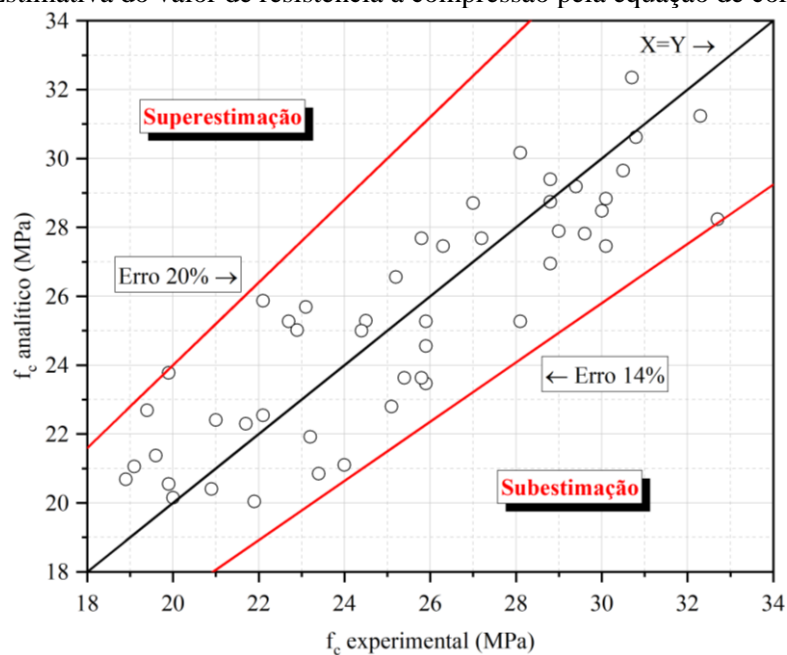
Fonte: O autor

A título de informação, a partir da correlação estabelecida somente com os grupos de concreto contendo fibras (36 pontos), a equação do tipo potência ($f_c = 0,01342 \cdot (IE)^{2,17272}$) com $R^2 = 0,70$ é a que melhor representa a correlação. O resultado é praticamente o mesmo daquele obtido estabelecendo-se a correlação com todos os concretos.

A Figura 4.16 apresenta uma comparação entre os valores experimentais de resistência à compressão (f_c experimental) com os valores analíticos (f_c analítico) estimados por meio da equação representativa da correlação com todos os concretos ($f_c = 0,01887 \cdot (IE)^{2,07804}$). Na referida figura, tem-se que, quanto maior a quantidade de pontos próximo à linha de igualdade ($X=Y$), maior é a precisão da equação analítica com os resultados experimentais. Os pontos acima da linha de igualdade são resultados superestimados da resistência à compressão e abaixo são resultados subestimados.

Como se vê pela Figura 4.16, o maior valor superestimado é de no máximo 20% e o maior distanciamento subestimado é de 14%. Fica bem evidenciado 3 faixas de resultados, sendo: até 21 MPa os resultados são superestimados, acima de 29 MPa são subestimados e entre 21 a 29 sub ou superestimativa.

Figura 4.16 - Estimativa do valor de resistência à compressão pela equação de correlação (IE x f_c)

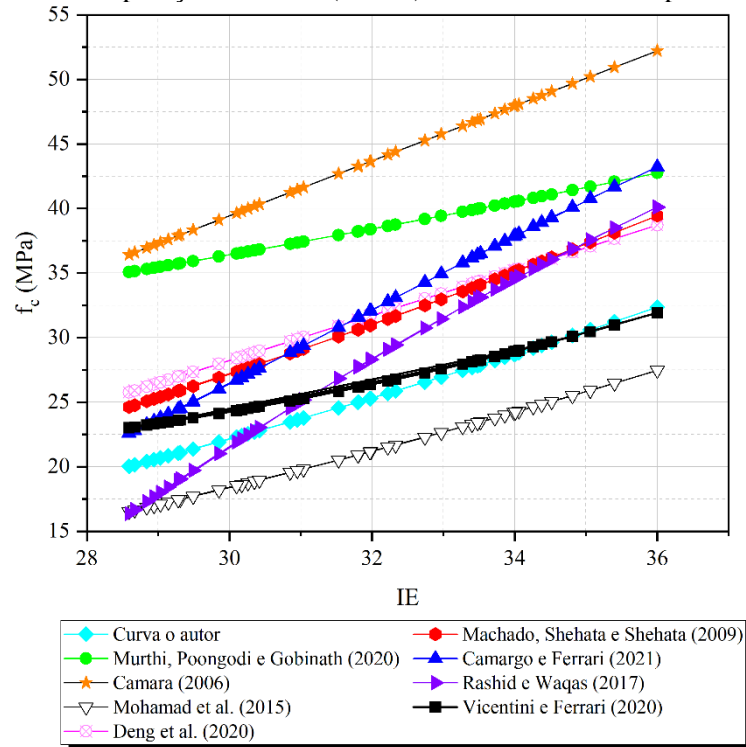


Fonte: O autor

Na Figura 4.17, as curvas propostas por outros pesquisadores são comparadas com aquela aqui obtida. Nas pesquisas de Câmara (2006) $R^2 = 0,954$, Machado, Shehata e Shehata (2009) $R^2 = 0,899$, Mohamad *et al.* (2015) $R^2 = 0,68$, Rashid e Waqas (2017) $R^2 = 0,65$, Camargo e Ferrari (2021) $R^2 = 0,906$ e Vicentini e Ferrari (2020) $R^2 = 0,612$, foram estudados concreto de resistência convencional até 50 MPa. Deng *et al.* (2020) $R^2 = 0,855$, estudou concreto de resistência convencional reforçado com fibras de carbono e Murthi,

Poongodi e Gobinath (2020) $R^2 = 0,947$, pesquisou concreto de resistência convencional reforçado com fibras de aço.

Figura 4.17 - Comparação da curva (IE x f_c) com curvas obtidas por outros autores

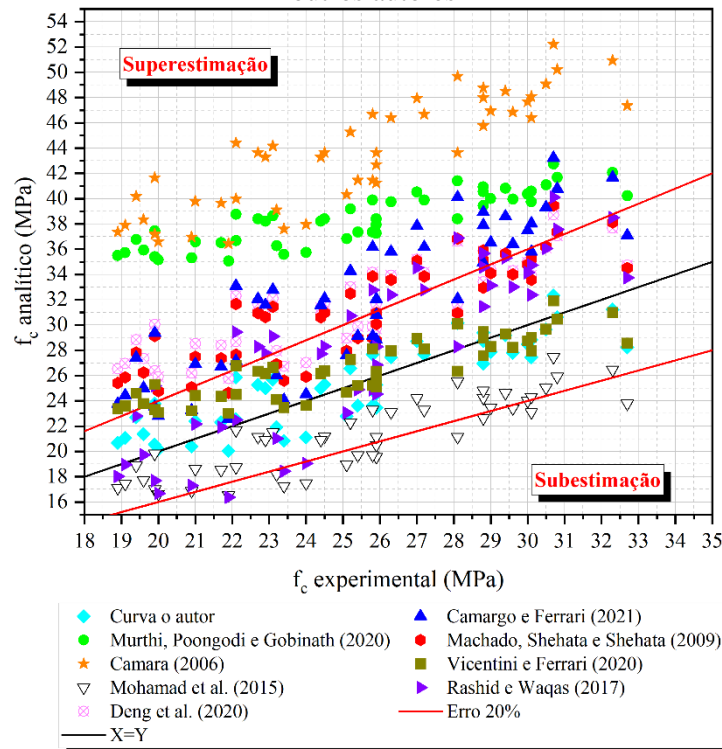


Fonte: O autor

Nota-se que, diferentes tipos de concreto com o mesmo resultado de IE, podem obter entre si uma grande variação em sua resistência, mostrando a importância de se desenvolver curvas correlacionadas com o concreto específico que se deseja inspecionar.

Na Figura 4.18 ilustra-se a relação dos resultados experimentais com os valores analíticos das curvas obtidas pelos outros autores. É observado que as curvas que mais se assemelham com os resultados das curvas de potência da pesquisa foram dos autores Machado, Shehata e Shehata (2009), Mohamad *et al.* (2015), Rashid e Waqas (2017) e Vicentini e Ferrari (2020).

Figura 4.18 - Comparativo dos resultados experimentais com os analíticos da curva (IE x f_c) com outros autores



Fonte: O autor

A curva de correlação é válida para o intervalo de confiança de 95%, sendo o intervalo de resistência à compressão entre 19,02 a 33,78 MPa e o intervalo de IE entre 28,60 a 36,00.

4.3.2 Correlação simples: IE x E_c

As curvas que melhor representam a correlação (IE x E_c) de todos os concretos estão indicadas na Tabela 4.6. O maior coeficiente de determinação foi aquele obtido pela curva do tipo polinomial com $R^2 = 0,777$ considerando-se todos os concretos.

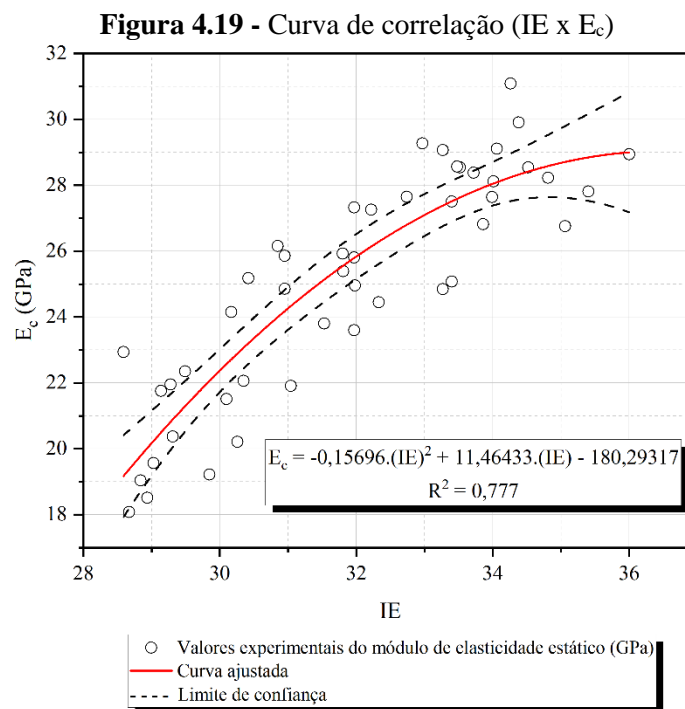
Quando a correlação é estabelecida considerando-se somente aqueles pontos obtidos com os concretos contendo fibras, a curva que melhor representa a correlação é do tipo linear $E_c = 1,6317 \cdot (IE) - 26,57815$ com $R^2 = 0,758$.

Tabela 4.6 - Equações da correlação (IE x E_c) e coeficientes de determinação

Relação	Tipo de curva	Equação	R ²
IE x E_c	Linear	$E_c = 1,43905.(IE) - 20,8604$	0,749
	Potência	$E_c = 0,04851.(IE)^{1,80323}$	0,743
	Exponencial	$E_c = e^{0,05582.(IE)+1,43391}$	0,729
	Polinômio	$E_c = -0,15696.(IE)^2 + 11,46433.(IE) - 180,29317$	0,777

Fonte: O autor

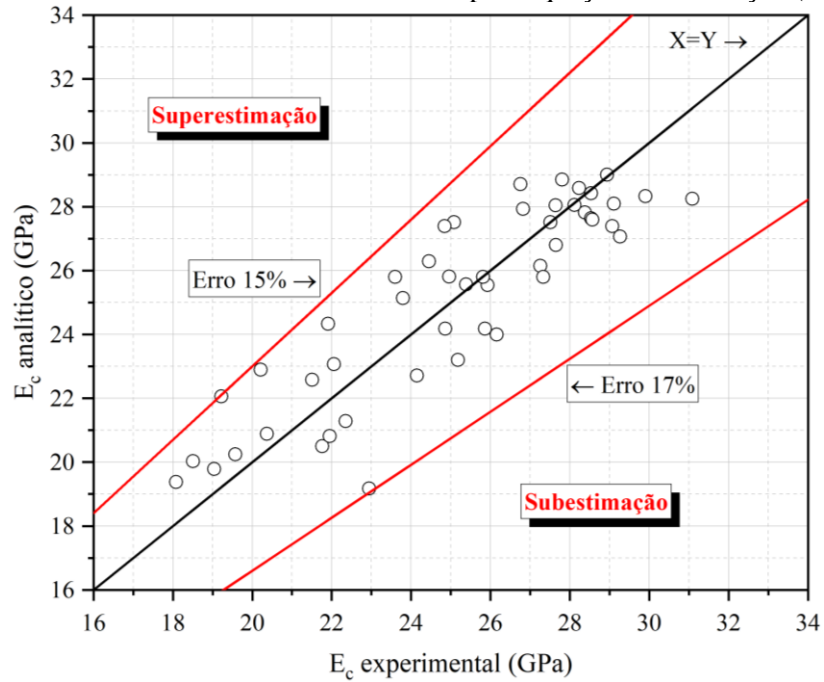
A curva da equação polinomial (2º grau) com todos os concretos está representada através da Figura 4.19. Foi adotado um intervalo de confiança de 95%.



Fonte: O autor

A Figura 4.20 apresenta comparação entre os valores obtidos experimentalmente para o módulo de elasticidade (E_c experimental) com os valores analíticos estimados pela equação polinomial obtida pela correlação (E_c analítico). O erro relacionado com a superestimativa e subestimativa dos resultados ficou limitado a no máximo 15% e 17%, respectivamente.

Figura 4.20 - Estimativa do valor do módulo pela equação de correlação (IE x E_c)



A curva de correlação é válida para o intervalo de confiança de 95% sendo o intervalo do E_c entre 17,96 a 30,82 GPa e o intervalo de IE entre 28,60 a 36,00.

4.4 VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDA ULTRASSÔNICA (VPU)

A Tabela 4.7 apresenta os valores médios da VPU para os CPs cilíndricos juntamente com o desvio padrão (σ) e o coeficiente de variação (CV) dos resultados. São também indicados os valores obtidos com o ensaio da VPU realizado nos CPs prismáticos.

Tabela 4.7 - Resultados da VPU nos CPs cilíndricos e prismáticos

Concretos	Tipo CP	7 dias	σ	CV	28 dias	σ	CV	56 dias	σ	CV
CREF	VPU cilindro	3907	45	1,15%	4120	18	0,45%	4168	18	0,42%
	VPU prisma	3861	53	1,37%	4141	43	1,04%	4204	60	1,42%
CRF1	VPU cilindro	3849	71	1,84%	4068	41	1,00%	4093	20	0,50%
	VPU prisma	3812	15	0,40%	4053	58	1,42%	4119	46	1,12%
CRF2	VPU cilindro	3785	10	0,26%	3972	17	0,44%	4046	11	0,27%
	VPU prisma	3733	68	1,82%	3932	26	0,67%	3978	36	0,89%
CRF3	VPU cilindro	3825	24	0,62%	4005	22	0,56%	4047	34	0,84%
	VPU prisma	3877	55	1,41%	4075	45	1,11%	4130	11	0,27%

Fonte: O autor

O maior valor médio da VPU nos CPs cilíndricos foi de 4168 m/s no concreto CREF na idade de 56 dias e o menor valor foi de 3785 m/s no concreto CRF2 na idade de 7 dias.

O maior valor de coeficiente de variação foi de 1,84% para o concreto CRF1 na idade de 7 dias, apresentando assim, boa representatividade devido a todos os valores de CV estarem abaixo de 10%.

O maior valor médio da VPU nos CPs prismáticos foi de 4204 m/s, também no concreto CREF na idade de 56 dias e o menor valor foi de 3733 m/s no concreto CRF2 na idade de 7 dias.

O maior valor de coeficiente de variação foi de 1,42% tanto para o concreto CREF na idade de 56 dias, quanto para o CRF1 na idade de 28 dias, apresentando assim, boa representatividade devido a todos os valores de CV estarem abaixo de 10%.

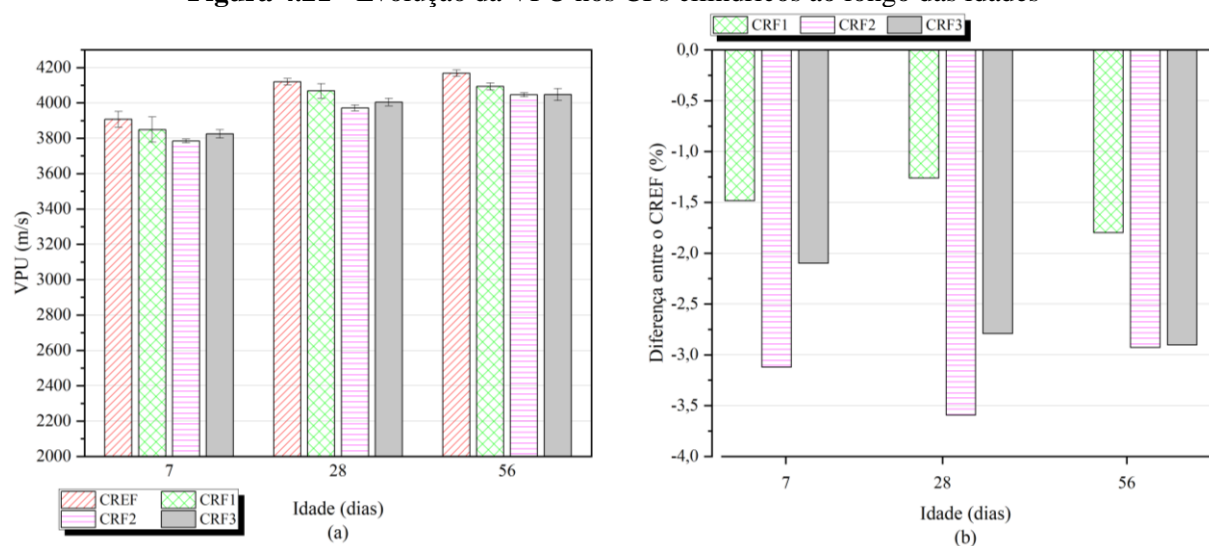
Na Figura 4.21a são comparados os valores da VPU nos CPs cilíndricos ao longo das idades. Como se vê, a resposta da VPU deu-se de forma que os maiores valores sempre foram aqueles registrados para o concreto sem fibras. Para os concretos com fibras, a VPU diminuiu do CRF1 para o CRF2, mas voltou a crescer para o CRF3 em relação ao CRF2, mas sempre

inferior ao CRF1. A Figura 4.21b mostra a diferença em % dos grupos de concretos com fibras em relação ao CREF.

A resposta obtida com a VPU reforça aquele comportamento observado pela leitura diária da onda ultrassônica. Em baixos teores de fibras há pequena modificação da estrutura interna do material em relação ao concreto sem fibras. Essa modificação é mais significativa para teores moderados e elevados de fibras, sendo pequena a diferença entre o CRF2 e CRF3.

Os resultados também demonstram um aumento da VPU com a idade em todos os concretos com fibras, idem ao que foi observado para o concreto sem fibras.

Figura 4.21 - Evolução da VPU nos CPs cilíndricos ao longo das idades

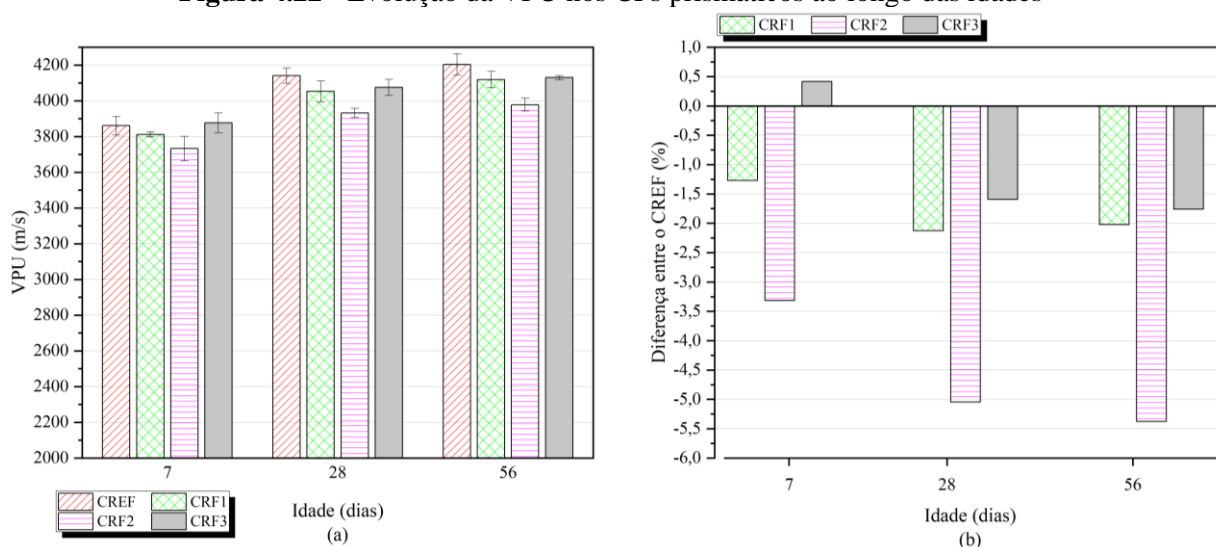


(a) Gráfico Idade x VPU

(b) Gráfico Idade x Diferença entre o CREF em %

Fonte: O autor

Na Figura 4.22a são apresentados os resultados das leituras da VPU nos corpos de prova prismáticos. Como se vê, a resposta da VPU deu-se de forma que os maiores valores sempre foram aqueles registrados para o concreto sem fibras e aumentando-se com a idade, exceto para o grupo CRF3 na idade de 7 dias, onde houve um aumento de 0,41% do CREF. Para os concretos com fibras, a VPU diminuiu do CRF1 para o CRF2, mas voltou a crescer para o CRF3 em relação ao CRF2, ficando também superior ao CRF1. Na Figura 4.22b mostra a diferença em porcentagem da VPU em relação ao CREF.

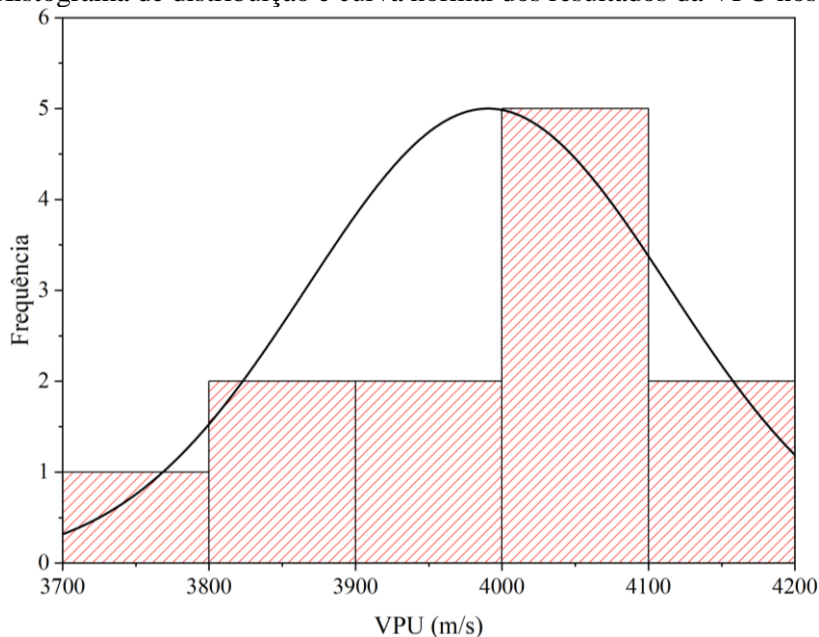
Figura 4.22 - Evolução da VPU nos CPs prismáticos ao longo das idades

(a) Gráfico Idade x VPU

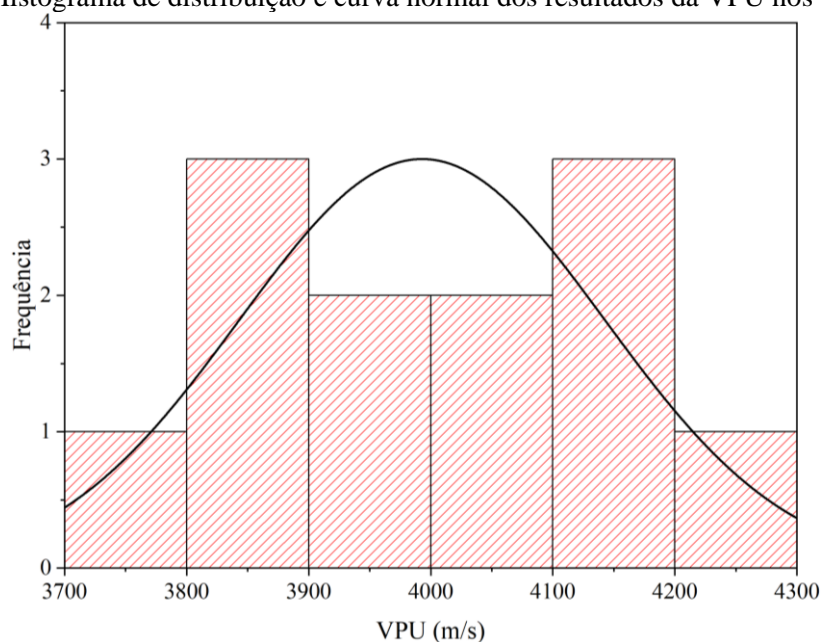
(b) Gráfico Idade x Diferença entre o CREF em %

Fonte: O autor

Foi realizado o teste de Shapiro-Wilk para a verificação da normalidade dos resultados, com nível de significância de 5%. Foi elaborado um histograma de distribuição e uma curva normal conforme exibido na Figura 4.23 para os CPs cilíndricos, e na Figura 4.24 para os CPs prismáticos. Os resultados obtidos da VPU nas idades de 7, 28 e 56 dias são do tipo normais.

Figura 4.23 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados da VPU nos CPs cilíndricos

Fonte: O autor

Figura 4.24 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados da VPU nos CPs prismáticos

Fonte: O autor

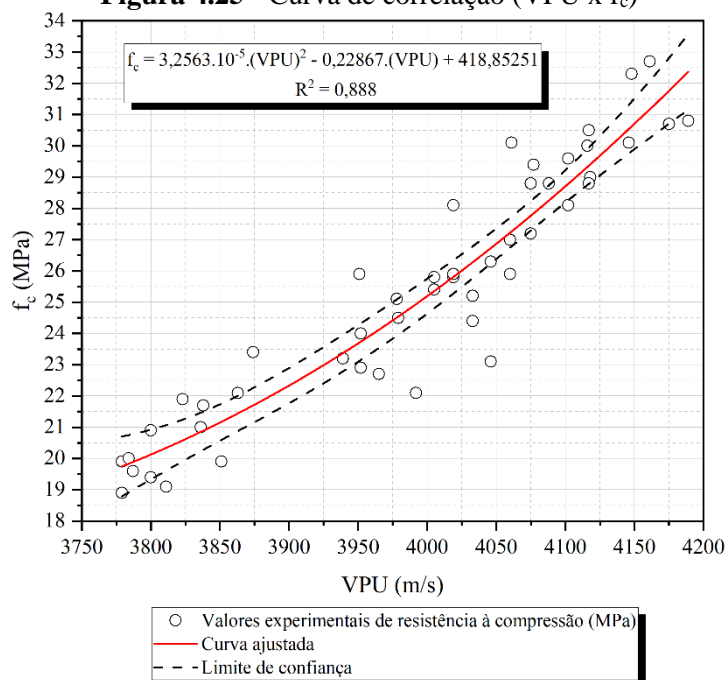
4.4.1 Correlação simples: VPU x f_c

Na Tabela 4.8 são apresentadas as equações e os respectivos coeficientes de determinação (R^2) a partir da correlação estabelecida com todos os grupos de concretos, totalizando 48 pontos (VPU x f_c). A equação que representa a curva do tipo polinomial (2º grau) foi a de maior valor para o R^2 (0,888) e, portanto, utilizada para representar a correlação entre os dois parâmetros conforme curva representada através da Figura 4.25.

Tabela 4.8 - Equações da correlação (VPU x f_c) e seus coeficientes de determinação

Relação	Tipo de curva	Equação	R^2
VPU x f_c	Linear	$f_c = 0,02973 \cdot (VPU) - 97,27193$	0,877
	Potência	$f_c = 8,9541 \cdot 10^{-17} \cdot (VPU)^{4,84546}$	0,886
	Exponencial	$f_c = 0,19421 \cdot e^{0,00122(VPU)}$	0,887
	Polinômio	$f_c = 3,2563 \cdot 10^{-5} \cdot (VPU)^2 - 0,22867 \cdot (VPU) + 418,85251$	0,888

Fonte: O autor

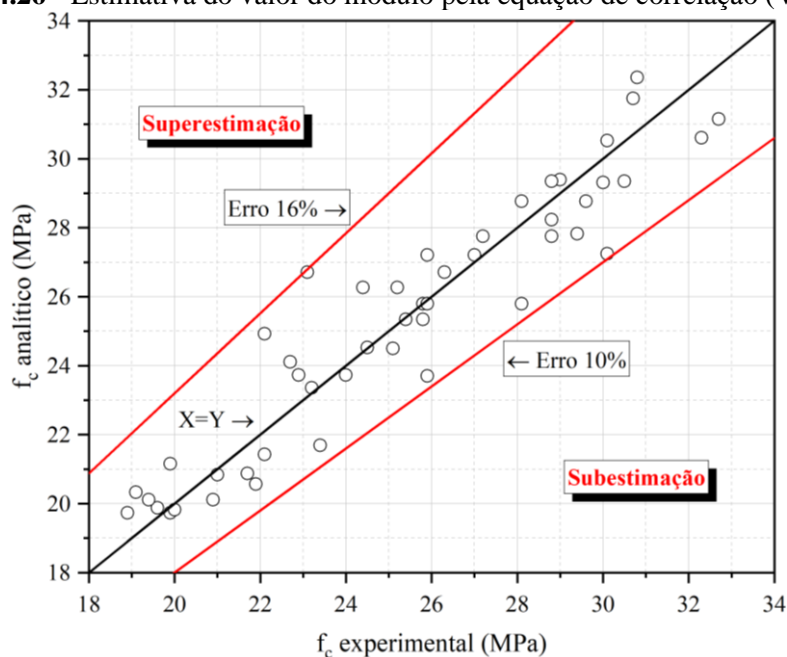
Figura 4.25 - Curva de correlação (VPU x f_c)

Fonte: O autor

Ao estabelecer a correlação utilizando-se apenas os concretos contendo fibras (36 pontos VPU x f_c) foi obtido uma equação exponencial com valor de $R^2 = 0,847$ ($f_c = e^{0,0012 \cdot (VPU) - 1,55514}$), coeficiente praticamente igual aquele valor ao considerar todos os concretos.

A Figura 4.26 apresenta uma comparação entre os valores experimentais de resistência à compressão (f_c experimental) com os valores analíticos (f_c analítico) estimados pela equação representativa da correlação com todos os concretos. O maior valor superestimado é de até 16% e de apenas 10% para o valor subestimado.

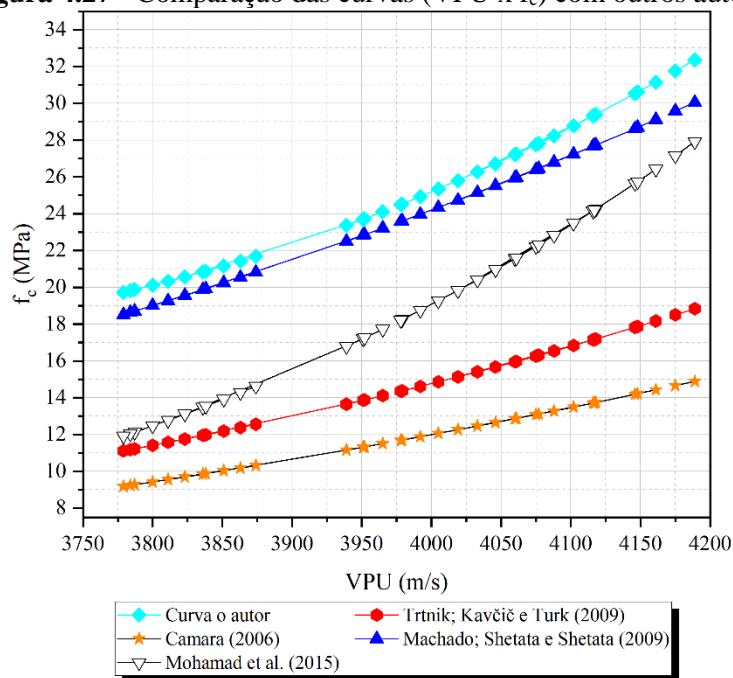
Figura 4.26 - Estimativa do valor do módulo pela equação de correlação (VPU x f_c)



Fonte: O autor

Na Figura 4.27 a curva aqui obtida é comparada com curvas de outras pesquisas. As pesquisas de Câmara (2006) $R^2 = 0,911$, Machado, Shehata e Shehata (2009) $R^2 = 0,64$, Mohamad *et al.* (2015) $R^2 = 0,91$, e Trtnik, Kavčič e Turk (2009) $R^2 = 0,64$, trabalharam com concreto sem fibras de resistência normal.

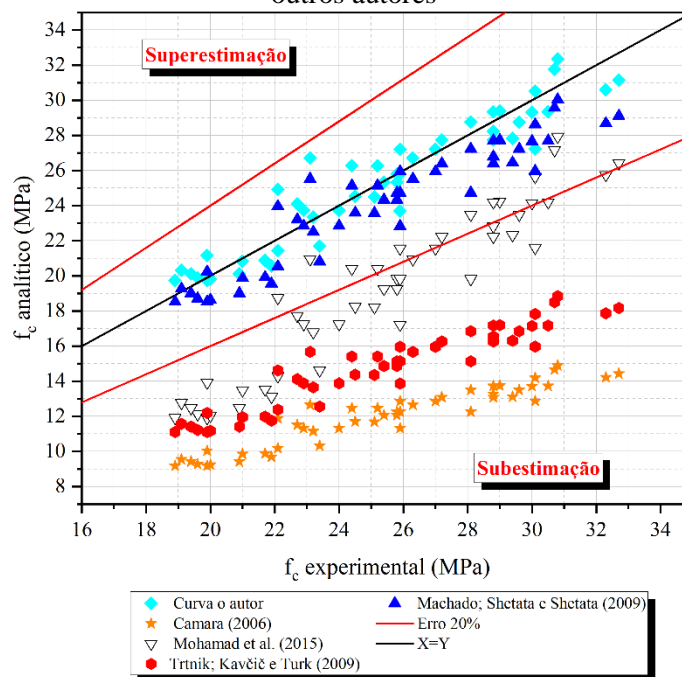
Figura 4.27 - Comparação das curvas (VPU x f_c) com outros autores



Fonte: O autor

A Figura 4.28 ilustra a relação dos resultados experimentais com os valores analíticos das curvas obtidas pelos outros autores.

Figura 4.28 - Comparativo dos resultados experimentais com os analíticos da curva (VPU x f_c) com outros autores



Fonte: O autor

É observado que a curva que mais se adequaram às curvas polinomial (2º grau) e exponencial da pesquisa foram dos autores Machado, Shehata e Shehata (2009), onde os mesmos obtiveram todos os seus resultados dentro da margem de erro de 20%.

A curva de correlação é válida para o intervalo de confiança de 95% obtida através da curva da equação polinomial (2º grau), sendo o intervalo de resistência à compressão entre 18,79 a 33,22 MPa e o intervalo de VPU entre 3779 a 4182 m/s.

4.4.2 Correlação simples: VPU x E_c

As curvas que melhor representam a correlação (VPU x E_c) de todos os concretos estão indicadas na Tabela 4.9. O maior coeficiente de determinação foi aquele obtido pela curva do tipo linear com $R^2 = 0,744$ considerando-se todos os concretos.

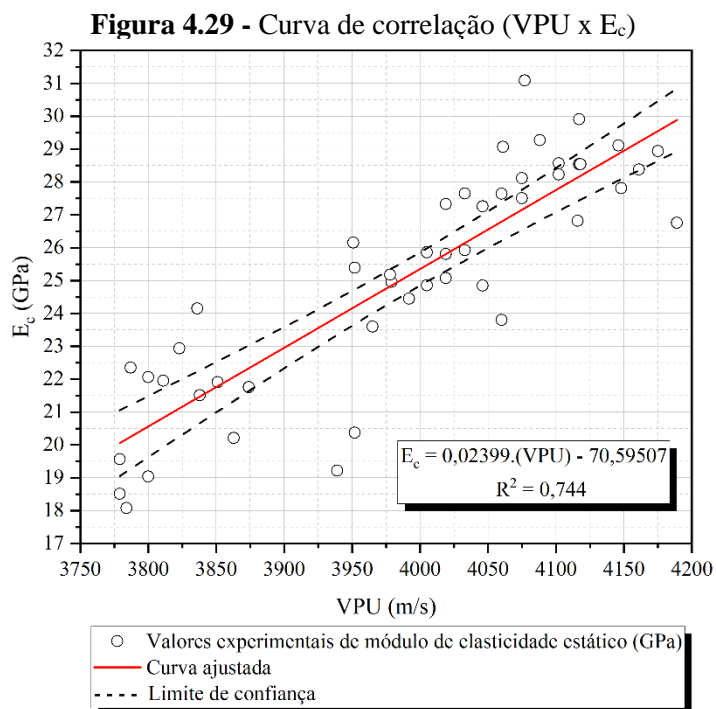
Tabela 4.9 - Equações da correlação (VPU x E_c) e seus coeficientes de determinação

Relação	Tipo de curva	Equação	R ²
VPU x E_c	Linear	$E_c = 0,02399.(VPU) - 70,59507$	0,744
	Potência	$E_c = 3,34641. 10^{-13}.(VPU)^{3,85262}$	0,740
	Exponencial	$E_c = e^{9,66957.10^{-4}.(VPU)-0,64143}$	0,738
	Polinômio	$E_c = -1,03782. 10^{-5}.(VPU)^2 + 0,10634.(VPU) - 233,8118$	0,740

Fonte: O autor

Quando a correlação é estabelecida considerando-se somente aqueles pontos obtidos com os concretos contendo fibras, a curva que melhor representa a correlação é do tipo exponencial ($E_c = e^{0,00106.(VPU)-1,0099}$) com $R^2 = 0,803$.

A curva da equação linear com todos os concretos está representada através da Figura 4.29. Foi adotado um intervalo de confiança de 95%.

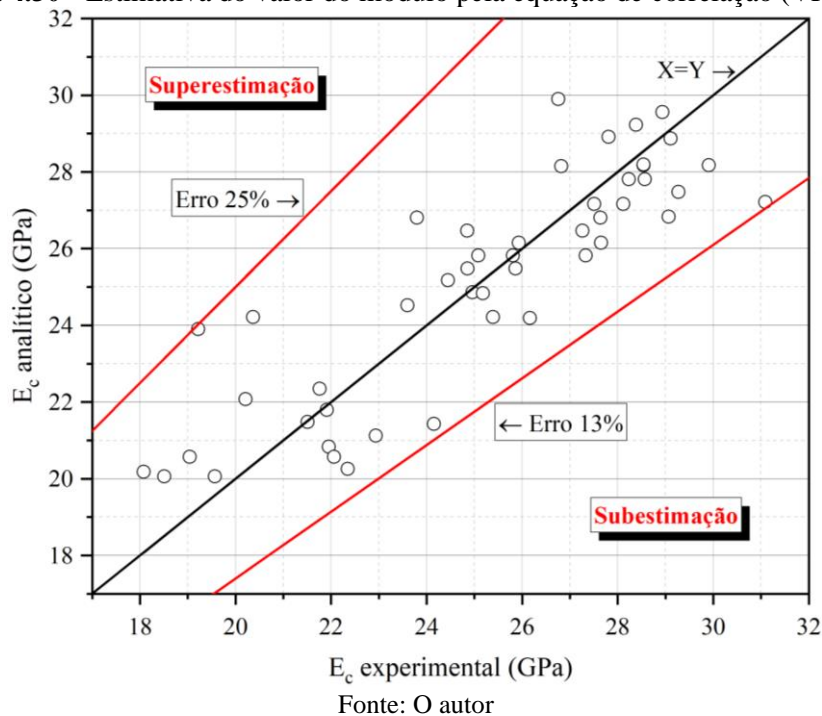


Fonte: O autor

A Figura 4.30 apresenta comparação entre os valores obtidos experimentalmente para o módulo de elasticidade (E_c experimental) com os valores analíticos estimados pela equação

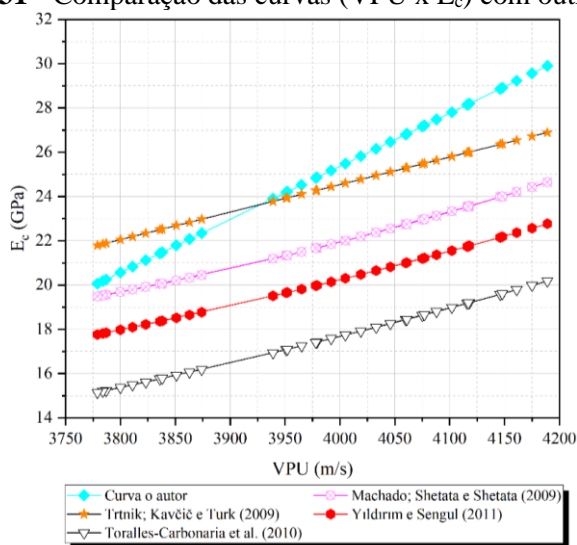
linear obtida pela correlação (E_c analítico). O erro relacionado com a superestimativa e subestimativa dos resultados ficou limitado a no máximo 25% e 13%, respectivamente.

Figura 4.30 - Estimativa do valor do módulo pela equação de correlação (VPU x E_c)



Na Figura 4.31, as curvas propostas por outros autores são aqui comparadas com a obtida na pesquisa. Os autores Machado, Shetata e Shetata (2009) $R^2 = 0,814$ e Trtnik, Kavčič e Turk (2009) $R^2 = 0,89$, trabalharam com concreto de resistência normal. Já Toralles-Carbonaria *et al.* (2010) $R^2 = 0,987$ e Yildirim e Sengul (2011) $R^2 = 0,96$, com concreto de alta resistência.

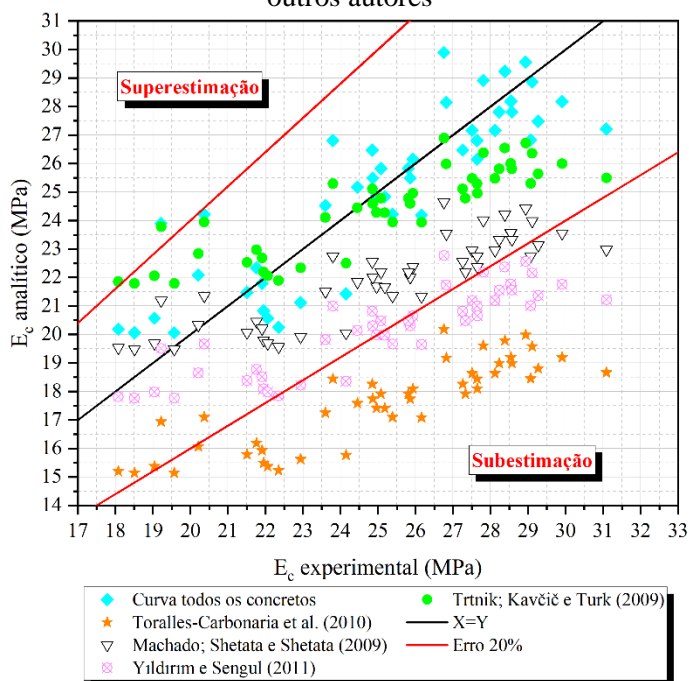
Figura 4.31 - Comparação das curvas (VPU x E_c) com outros autores



Fonte: O autor

A Figura 4.32 ilustra a relação dos resultados experimentais com os valores analíticos das curvas obtidas pelos outros autores.

Figura 4.32 - Comparativo dos resultados experimentais com os analíticos da curva (VPU x E_c) com outros autores



Fonte: O autor

É observado que as curvas que mais se assemelham com os resultados das curvas linear e exponencial da pesquisa foram dos autores Machado, Shehata e Shehata (2009) e

Trtnik, Kavčič e Turk (2009), onde os mesmos obtiveram a maior parte de seus resultados dentro da margem de erro de 20%.

A curva de correlação é válida para o intervalo de confiança de 95%, sendo o intervalo do módulo de elasticidade estático entre 16,45 a 33,51 GPa e o intervalo de VPU entre 3779 a 4189 m/s.

4.5 MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO DOS CONCRETOS

A Tabela 4.10 mostra os valores médios do módulo de elasticidade dinâmico (E_{dm}), o desvio padrão (σ) e o coeficiente de variação (CV) dos resultados.

O maior valor médio obtido de módulo foi de 32,72 GPa do grupo CREF na idade de 56 dias e o menor valor foi de 26,46 GPa, do grupo CRF2, na idade de 7 dias.

Em relação ao coeficiente de variação, o maior valor foi de 4,53% para o grupo CRF1 na idade de 7 dias, logo, boa representatividade dos resultados foi obtida devido a concentração dos valores com CV abaixo de 5%.

Tabela 4.10 – Valores médios do módulo de elasticidade dinâmico dos concretos (E_{dm})

Concreto	Módulo de elasticidade dinâmico (GPa)								
	7 dias			28 dias			56 dias		
	$E_{dm,7}$	σ	CV (%)	$E_{dm,28}$	σ	CV (%)	$E_{dm,56}$	σ	CV (%)
CREF	27,92	0,34	1,22	31,74	0,29	0,91	32,72	0,30	0,91
CRF1	27,84	1,26	4,53	30,78	0,51	1,65	31,23	0,31	1,00
CRF2	26,46	0,30	1,14	30,20	0,46	1,54	30,41	0,15	0,49
CRF3	27,23	0,40	1,46	30,56	0,15	0,49	31,06	0,67	2,14

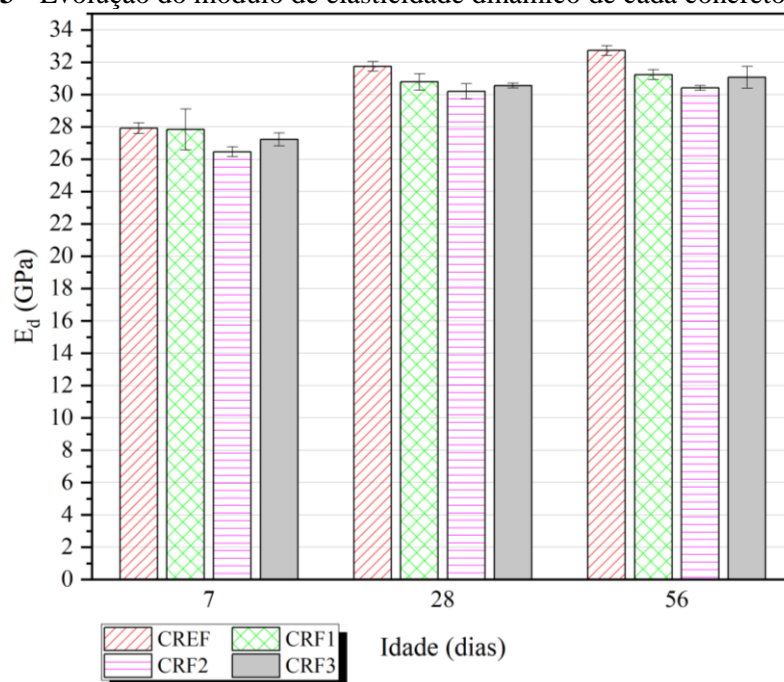
Fonte: O autor

Na Figura 4.33 é representada a evolução dos valores do módulo de elasticidade dinâmico de cada concreto com a idade. As barras ao centro das colunas representam os valores de desvio padrão.

Como se vê, os valores do módulo dinâmico para o concreto sem fibras são superiores aos dos concretos com fibras para todas as idades. Quando da adição de fibras, ocorreu então,

diminuição nos valores do módulo dinâmico. Entre os concretos contendo fibras, vê-se que o aumento na quantidade de fibras reflete-se na diminuição dos valores do módulo dinâmico para todas as idades. Entretanto, a variação nos valores não é significativa entre as taxas de 0,7% e 1,05%, podendo-se afirmar que os resultados foram iguais para esses dois concretos.

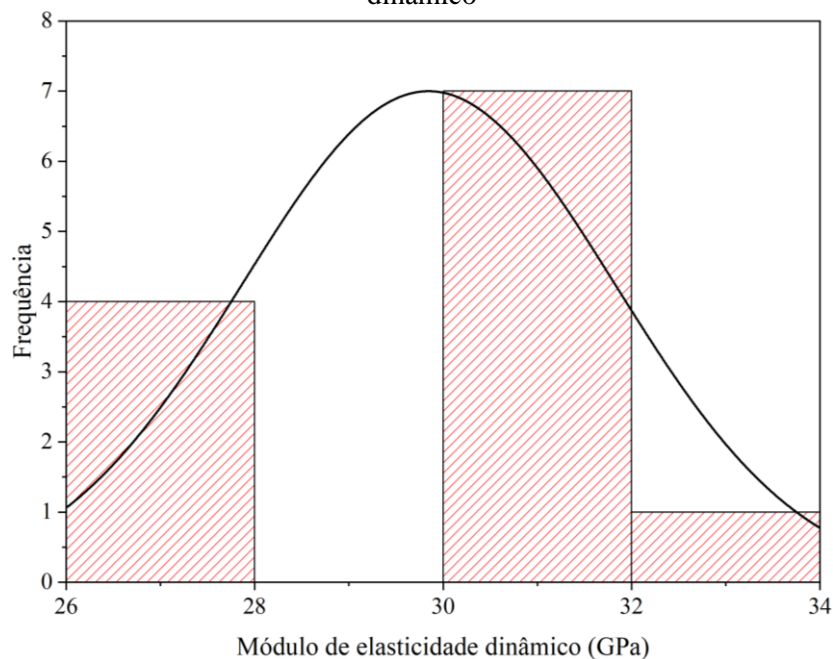
Figura 4.33 - Evolução do módulo de elasticidade dinâmico de cada concreto com a idade



Fonte: O autor

Foi realizado o teste de Shapiro-Wilk para a verificação da normalidade dos resultados, com nível de significância de 5%. Foi elaborado um histograma de distribuição e uma curva normal conforme exibido na Figura 4.34. Os resultados obtidos do E_d nas idades de 7, 28 e 56 dias são do tipo normais.

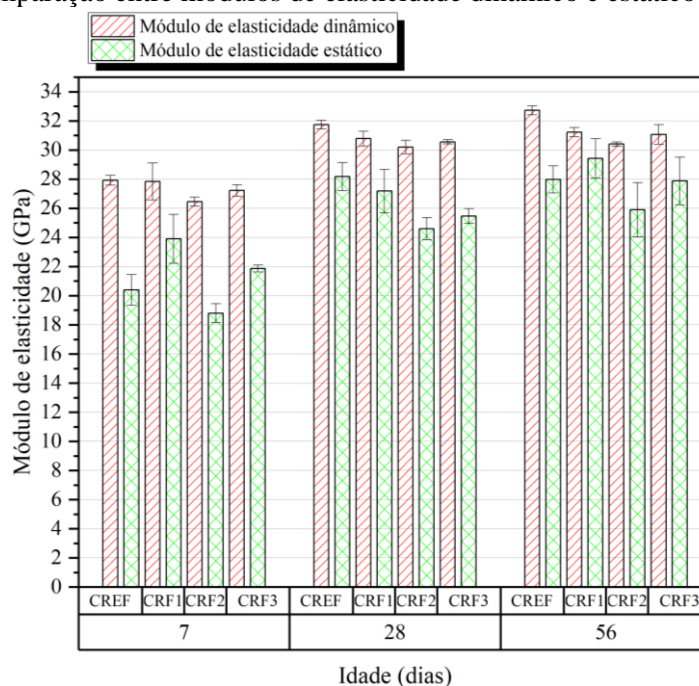
Figura 4.34 - Histograma de distribuição e curva normal dos resultados do módulo de elasticidade dinâmico



Fonte: O autor

4.5.1 Relação E_d / E_c

Na Figura 4.35 apresenta-se a comparação entre os resultados dos módulos dinâmicos e estáticos por meio de um gráfico de barras. Não foi possível obter uma tendência quanto ao volume de fibras nesta relação, pois o grupo CRF1 obteve a menor relação (1,121), seguido do CRF3 (1,188), CREF (1,223) e CRF2 (1,272). Nota-se que com a evolução da idade do concreto, a relação entre os módulos tende a diminuir, os resultados nas idades de 7, 28 e 56 dias foram, respectivamente, 1,298, 1,173 e 1,132.

Figura 4.35 - Comparação entre módulos de elasticidade dinâmico e estático ao longo das idades

Fonte: O autor

A Tabela 4.11 ilustra a relação E_d / E_c para cada concreto com a idade. A menor relação obtida foi do grupo CRF1, na idade de 56 dias, e igual a 1,06. A maior relação obtida foi do CRF2 com 7 dias e igual a 1,40. Como mostrado, os valores do módulo dinâmico são superiores aos do módulo estático. Para o concreto sem fibras, a diferença entre os valores mostrou ser maior na primeira idade em relação as demais. Essa mesma tendência foi observada nos concretos contendo fibras, ou seja, os valores do módulo dinâmico tendem a se aproximar do estático com o avanço da idade.

Tabela 4.11 - Relação entre os módulos (E_d / E_c)

Concreto	$E_{d,7} / E_{c,7}$	$E_{d,28} / E_{c,28}$	$E_{d,56} / E_{c,56}$
CREF	1,37	1,13	1,17
CRF1	1,17	1,13	1,06
CRF2	1,41	1,23	1,18
CRF3	1,25	1,20	1,12

Fonte: O autor

Para os concretos aqui analisados e com base nos resultados obtidos, a recomendação para estimativa do módulo de elasticidade estático a partir do módulo dinâmico é:

- A) Para concretos sem fibras até 30 MPa: $E_c = 0,83. E_d$ ($R^2 = 0,661$);
 B) Para concretos contendo fibras até 30 MPa: $E_c = 0,85. E_d$ ($R^2 = 0,615$);
 C) Para concreto contendo fibras até 30 MPa com a variável (% fibras) na equação:
 $E_c = 1,58555. E_d - 1,76896. (\% \text{ fibras}) - 20,58231$ ($R^2 = 0,804$).

Na Tabela 4.12 é apresentado a estimativa do módulo estático a partir do dinâmico para cada grupo estudado, com seus respectivos R^2 .

Tabela 4.12 - Estimativa do módulo estático a partir do dinâmico

Concreto	Equação	R^2
CREF	$E_c = 0,83. E_d$	0,661
CRF1	$E_c = 0,90. E_d$	0,715
CRF2	$E_c = 0,80. E_d$	0,615
CRF3	$E_c = 0,85. E_d$	0,739

Fonte: O autor

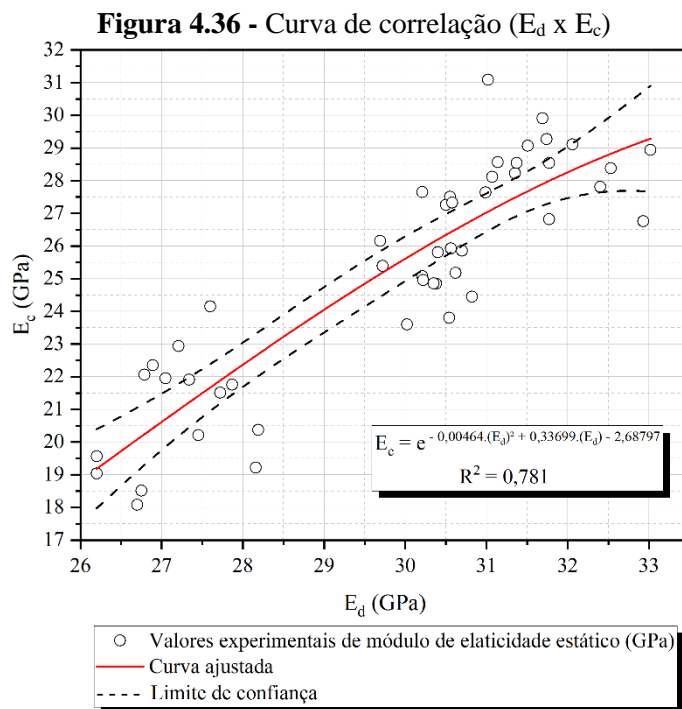
4.5.2 Correlação simples: E_d x E_c

A Tabela 4.13 apresenta o estudo de correlação entre os módulos de elasticidade: (E_d x E_c). A curva do tipo exponencial (Figura 4.36) foi a que apresentou maior coeficiente de determinação $R^2 = 0,781$, considerando-se todos os concretos.

Tabela 4.13 - Equações da correlação (E_d x E_c) e coeficientes de determinação

Relação	Tipo de curva	Equação	R^2
E_d x E_c	Linear	$E_c = 1,53327. (E_d) - 20,63272$	0,780
	Potência	$E_c = 0,04894. (E_d)^{1,83682}$	0,777
	Exponencial	$E_c = e^{-0,00464.(E_d)^2 + 0,33699.(E_d) - 2,68797}$	0,781
	Polinômio	$E_c = -0,05944. (E_d)^2 + 5,02888. (E_d) - 71,78677$	0,779

Fonte: O autor

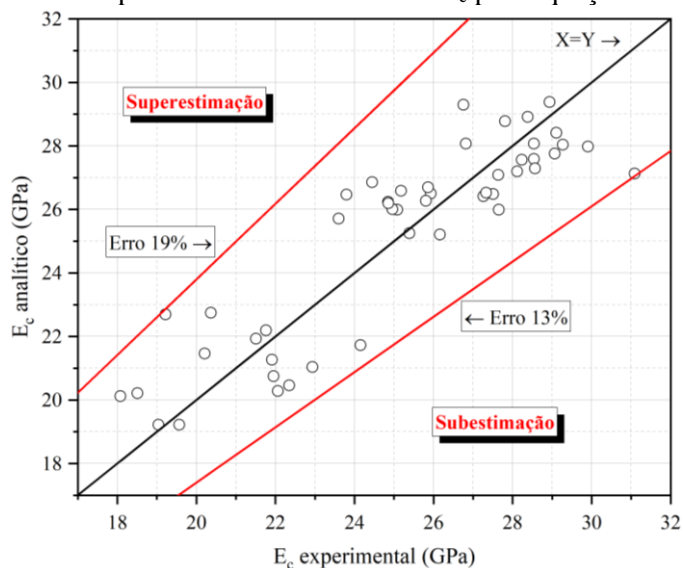


Fonte: O autor

Ao considerar somente os concretos contendo fibras, a curva de maior R^2 é do tipo exponencial com valor de 0,789 ($E_c = e^{0,00433.(E_d)^2 - 0,18325.(E_d) + 4,83344}$).

A Figura 4.37 apresenta uma comparação entre os valores experimentais de módulo de elasticidade estático (E_c experimental) com os valores analíticos (E_c analítico) previstos através da equação representativa da correlação com todos os concretos. O maior valor superestimado é de até 19% e de 13% para o valor subestimado.

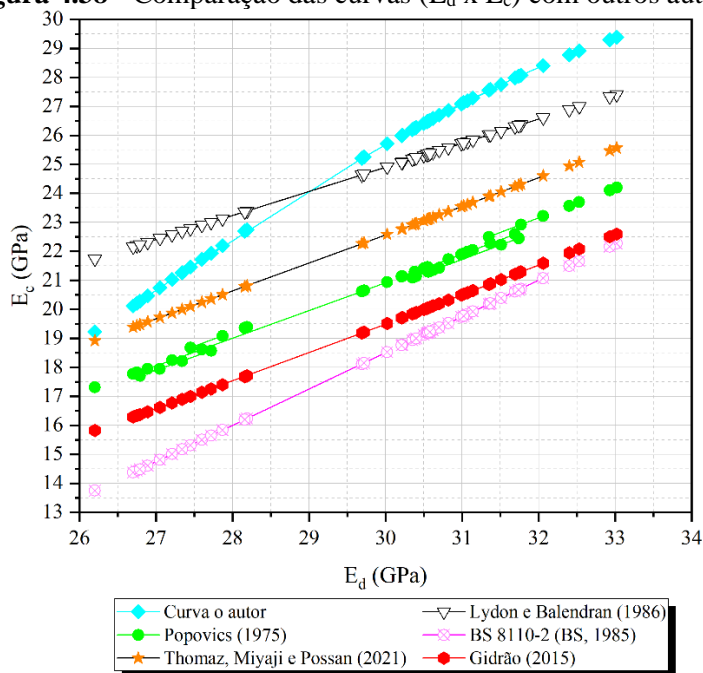
Figura 4.37 - Resultados experimentais x analíticos do E_c pela equação da correlação ($E_d \times E_c$)



Fonte: O autor

Para efeito de comparação com as curvas obtidas, são apresentadas na Figura 4.38, as correlações ($E_d \times E_c$) propostas por outros autores (GIDRÃO, 2015; LYDON e BALENDRAN, 1986; POPOVICS, 1975; THOMAZ, MIYAJI e POSSAN, 2021). Também é apresentada a correlação dada pela norma britânica BS 8810-2 (BS, 1985).

Figura 4.38 - Comparação das curvas ($E_d \times E_c$) com outros autores

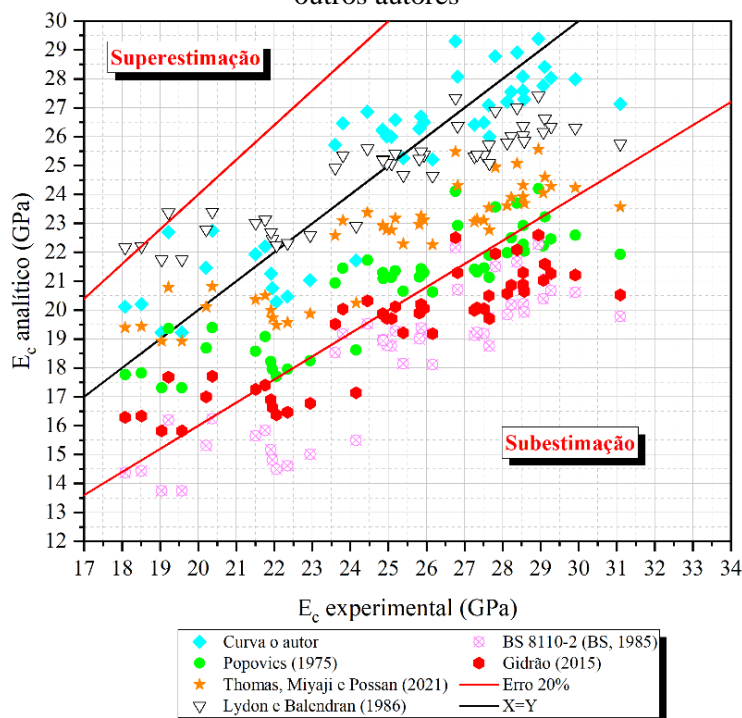


Fonte: O autor

Nota-se que, diferentes tipos de concreto com o mesmo resultado de E_d , podem obter entre si variações em seu módulo de elasticidade estático, mostrando a importância de se desenvolver curvas correlacionadas com o concreto específico que se deseja inspecionar.

A Figura 4.39 ilustra a relação dos resultados experimentais com os valores analíticos das curvas obtidas pelos outros autores.

Figura 4.39 - Comparativo dos resultados experimentais com os analíticos da curva (E_d x E_c) com outros autores



É observado que as curvas analíticas estão em média dentro da margem de erro de 20%, exceto do autor Gidrão (2015). A curva indicada pela norma britânica BS 8110-2 (BS, 1985) também não é recomendada pelo concreto analisado nesta pesquisa.

A curva de correlação é válida para o intervalo de confiança de 95% obtida através da curva linear, sendo o intervalo do E_c entre 17,98 a 30,72 GPa e o intervalo do E_d entre 26,20 a 32,92 GPa.

4.6 MÉTODOS COMBINADOS

Neste item é apresentado a análise de regressão não linear múltipla para estimar a resistência à compressão, módulo de elasticidade estático e resistência à tração na flexão através da curva que melhor represente as correlações entre os ENDs realizados na pesquisa.

4.6.1 VPU x IE x f_c

Para a obtenção da curva que melhor represente as correlações, foi realizado os testes com as seguintes equações, baseando-se no método SonReb, indicada pela Rilem (1993) e por equações utilizadas por Camargo (2020):

- I. $f_c = a + b.(VPU) + c.(IE)$
 II. $f_c = a.(VPU^b).(IE^c)$
 III. $f_c = a.(VPU^2) + b.(IE^2) + c.(VPU) + d.(IE) + e$
 IV. $f_c = e^{(a+b.(VPU)+c.(IE))}$

A unidade de medida da VPU nas equações combinadas está em (km/s) e a resistência à compressão em (MPa). As equações com seus respectivos coeficientes de determinação são apresentadas conforme a Tabela 4.14 para todos os concretos.

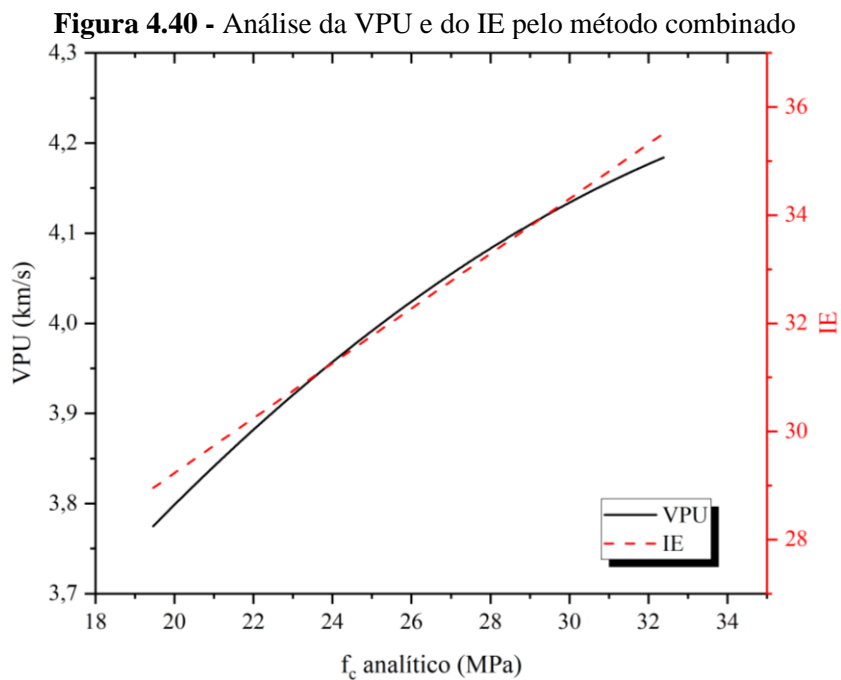
Tabela 4.14 - Modelos de curvas e coeficientes de determinação da regressão múltipla VPU x IE x f_c

Relação	Equação	R ²
VPU x IE x f_c	$f_c = -92,5092 + 29,33298.(VPU) + 0,02598.(IE)$	0,875
	$f_c = 0,03181.(VPU^{4,93453}).(IE^{-0,04504})$	0,884
	$f_c = 13,38463.(VPU^2) + 0,1039.(IE^2) - 73,8499.(VPU) - 6,78787.(IE) + 217,12048$	0,889
	$f_c = e^{(-1,67863+1,2384.(VPU)-0,00126.(IE))}$	0,885

Fonte: O autor

O modelo que obteve o maior coeficiente de determinação foi a curva $f_c = 13,38463.(VPU^2) + 0,1039.(IE^2) - 73,8499.(VPU) - 6,78787.(IE) + 217,12048$ com $R^2 = 0,889$. Porém, mesmo com a correlação múltipla, não houve um aumento significativo no R^2 em comparação com a correlação simples da VPU e f_c ($R^2 = 0,888$). Este efeito ocorre devido a variável VPU possuir um nível de significância maior na correlação do que o outro método não destrutivo. Tal fato é mostrado no R^2 da correlação simples da VPU com a resistência à compressão. Já a curva de correlação simples (IE x f_c), possui um R^2 de 0,743, redução de aproximadamente 17%.

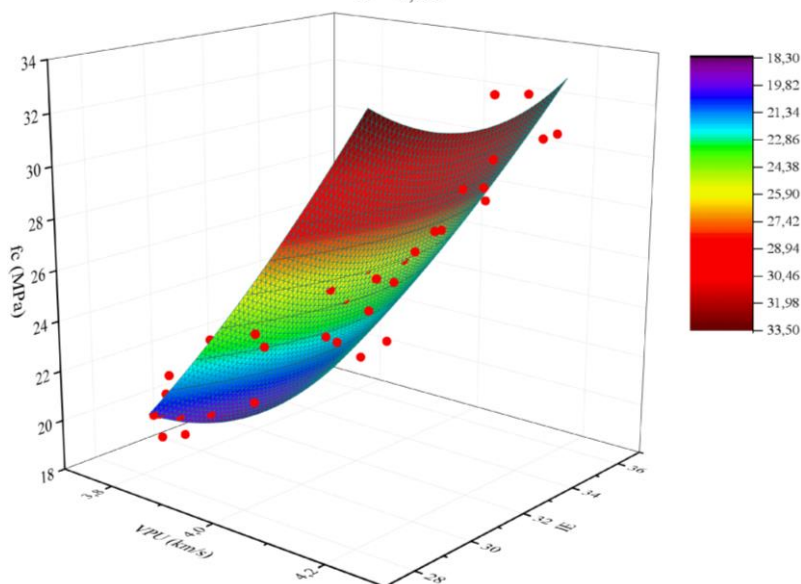
O gráfico representado na Figura 4.40, mostra o comportamento da equação com todos os concretos dos valores de VPU e IE. A linha sólida de cor preta representando a primeira variável (VPU) e a linha tracejada de cor vermelha a segunda variável (IE). É constatado que com o aumento da VPU e IE, também se aumenta a resistência à compressão analítica, revelando a mesma tendência de ambas as variáveis.



Fonte: O autor

A estimativa da resistência à compressão em função da VPU e IE, é apresentado por meio do gráfico tridimensional com comportamento de parábola conforme Figura 4.41.

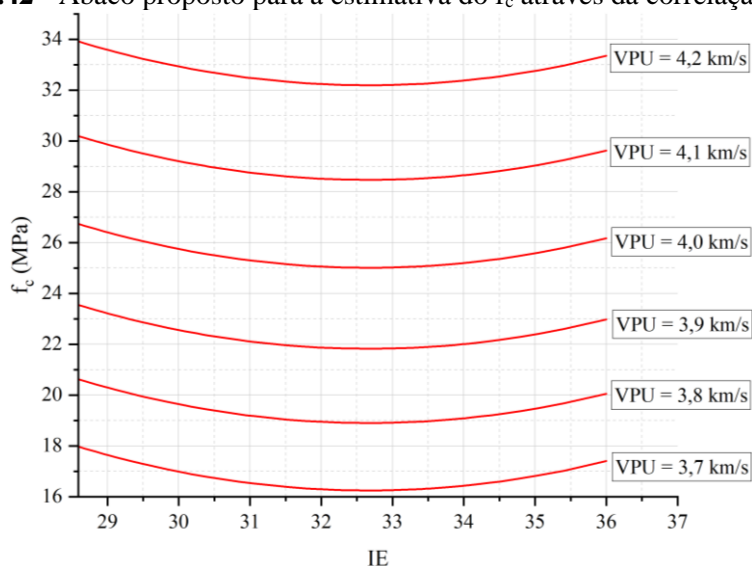
Figura 4.41 - Comportamento de f_c em função de VPU e IE
 $f_c = 13,38463.(VPU^2) + 0,1039.(IE^2) - 73,8499.(VPU) - 6,78787.(IE) + 217,12048$
 $R^2 = 0,889$



Fonte: O autor

Outro modo de visualização do mesmo gráfico se encontra na Figura 4.42, através de curvas de nível para a estimativa da resistência à compressão através da equação de correlação múltipla, fixando valores de VPU para melhor visualização do comportamento.

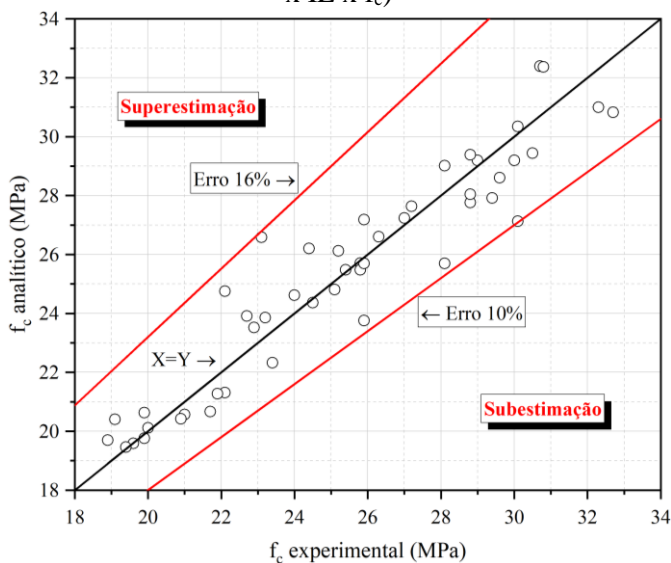
Figura 4.42 - Ábaco proposto para a estimativa do f_c através da correlação múltipla



Fonte: O autor

A Figura 4.43 apresenta uma comparação entre os valores experimentais de resistência à compressão (f_c experimental) com os valores analíticos (f_c analítico) previstos através da equação combinada. O maior valor superestimado é de até 16% e de 10% para o valor subestimado.

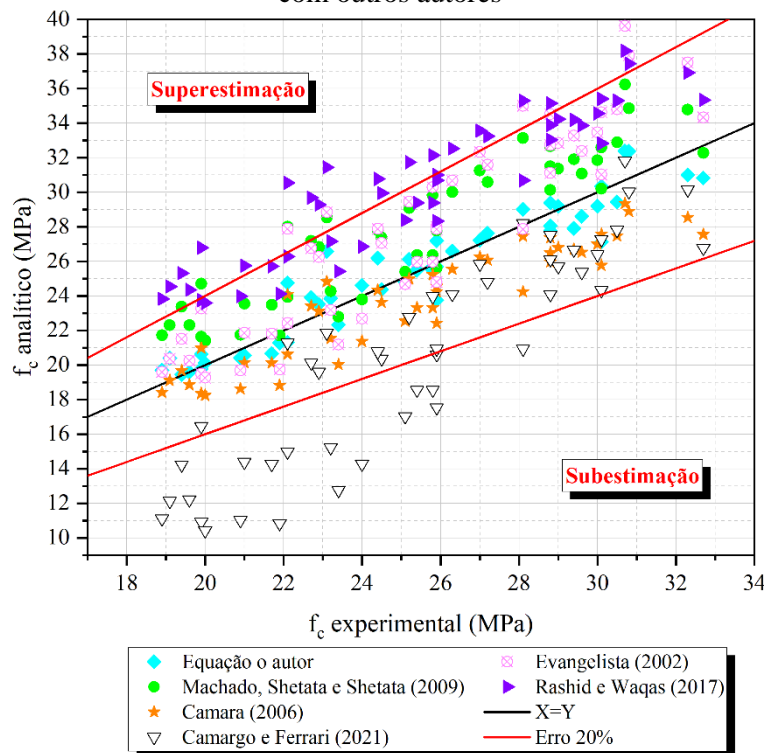
Figura 4.43 - Resultados experimentais x resultados analíticos do f_c pela equação da correlação (VPU x IE x f_c)



Fonte: O autor

A Figura 4.44 ilustra a comparação com as curvas de outros autores entre os valores experimentais de f_c com os valores analíticos previstos através da equação de correlação múltipla.

Figura 4.44 - Comparativo dos resultados experimentais com os analíticos da curva (VPU x IE x f_c) com outros autores



É observado que as curvas analíticas dos autores Câmara (2006) $R^2 = 0,959$, Evangelista (2002) $R^2 = 0,89$ e Machado, Shehata e Shehata (2009) $R^2 = 0,99$, estão em média dentro da margem de erro de 20%. As curvas dos autores Camargo e Ferrari (2021) $R^2 = 0,901$ e Rashid e Waqas (2017) $R^2 = 0,80$, não são recomendadas para o concreto analisado nesta pesquisa.

4.6.2 VPU x IE x E_c

Para a obtenção da curva que melhor as correlações, foi realizado os testes com as seguintes equações:

- I. $E_c = a + b.(VPU) + c.(IE)$
 II. $E_c = a.(VPU^b).(IE^c)$
 III. $E_c = a.(VPU^2) + b.(IE^2) + c.(VPU) + d.(IE) + e$
 IV. $E_c = e^{(a+b.(VPU)+c.(IE))}$

A unidade de medida da VPU nas equações combinadas está em (km/s) e o E_c em (GPa). As equações com seus respectivos coeficientes de determinação são apresentadas conforme a Tabela 4.15.

Tabela 4.15 - Modelos de curvas e coeficientes de determinação da regressão múltipla VPU x IE x E_c

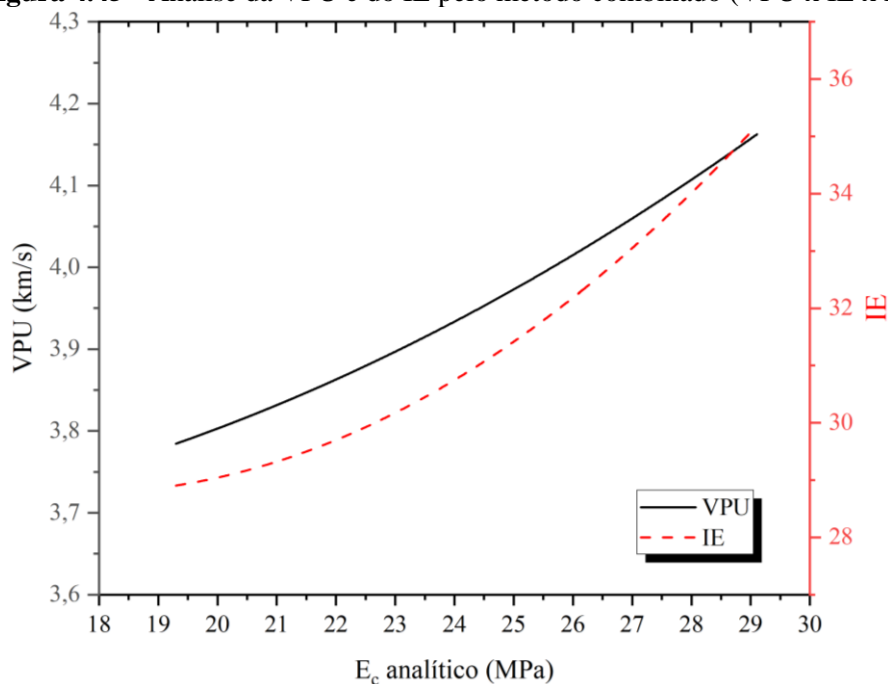
Relação	Equação	R ²
	$E_c = -47,84874 + 12,08213.(VPU) + 0,77486.(IE)$	0,774
	$E_c = 0,06081 * (VPU^{2,00437}).(IE^{0,93696})$	0,766
VPU x IE x E_c	$E_c = -1,60072.(VPU^2) - 0,12577.(IE^2) + 22,33335.(VPU) + 8,9443.(IE) - 195,3466$	0,787
	$E_c = e^{(0,20477+0,53901.(VPU)+0,02696.(IE))}$	0,760

Fonte: O autor

O modelo que obteve o maior coeficiente de determinação foi a curva $E_c = -1,60072.(VPU^2) - 0,12577.(IE^2) + 22,33335.(VPU) + 8,9443.(IE) - 195,3466$ com $R^2 = 0,787$. Porém, mesmo com a correlação múltipla, não houve um aumento significativo no R^2 em comparação com as correlações simples (VPU x E_c , $R^2 = 0,777$) e (IE x E_c , $R^2 = 0,744$). Se comparar em porcentagem o aumento, foi de 1,3% da curva (VPU x E_c) e 5,8% da curva (IE x E_c).

O gráfico representado na Figura 4.45, mostra o comportamento da equação com todos os concretos dos valores de VPU e IE. A linha sólida de cor preta representando a primeira variável (VPU) e a linha tracejada de cor vermelha a segunda variável (IE). É constatado que com o aumento da VPU e IE, também se aumenta o módulo de elasticidade analítico, revelando a mesma tendência de curva de ambas as variáveis.

Figura 4.45 - Análise da VPU e do IE pelo método combinado (VPU x IE x E_c)



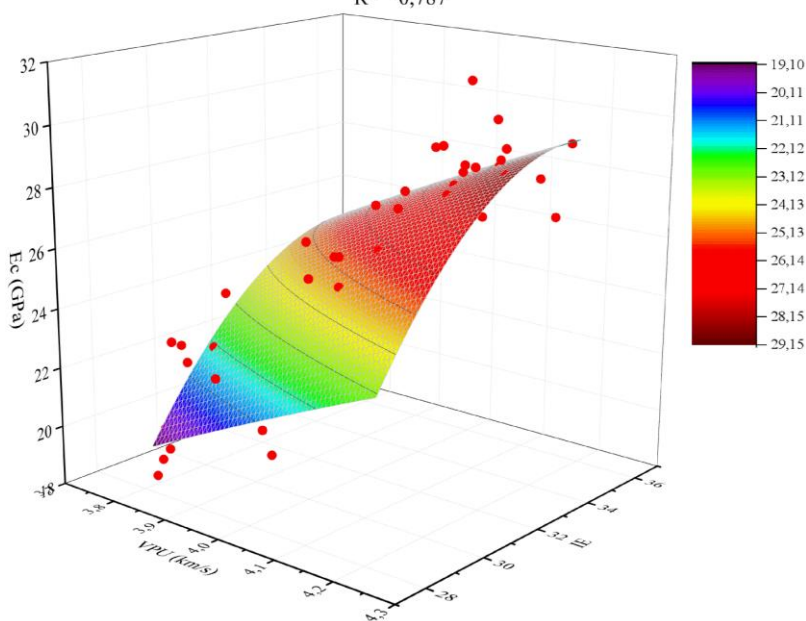
Fonte: O autor

A estimativa do módulo de elasticidade estático em função da VPU e IE, é apresentado por meio do gráfico tridimensional com comportamento de parábola conforme Figura 4.46.

Figura 4.46 - Comportamento de E_c em função de VPU e IE

$$E_c = -1,60072 \cdot (VPU^2) - 0,12577 \cdot (IE^2) - 22,33335 \cdot (VPU) - 8,9443 \cdot (IE) - 195,3466$$

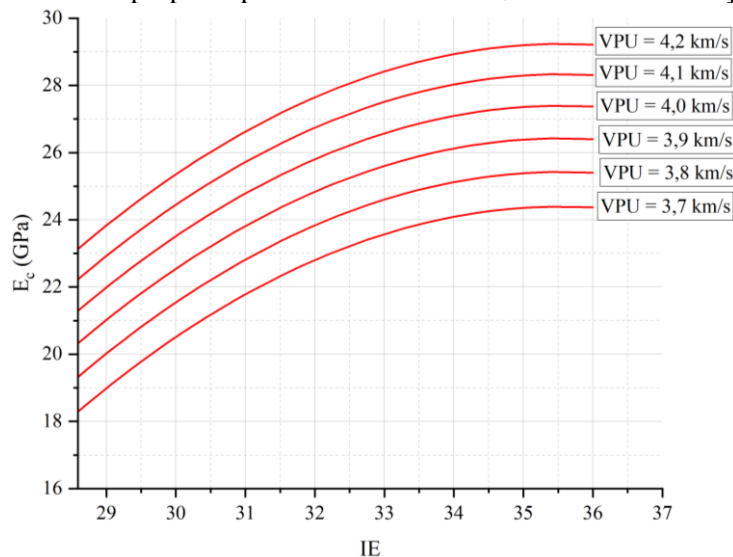
$$R^2 = 0,787$$



Fonte: O autor

Outro modo de visualização do mesmo gráfico é indicado na Figura 4.47, através de curvas de nível para a estimativa do E_c através da equação de correlação múltipla, fixando valores de VPU para melhor visualização do comportamento.

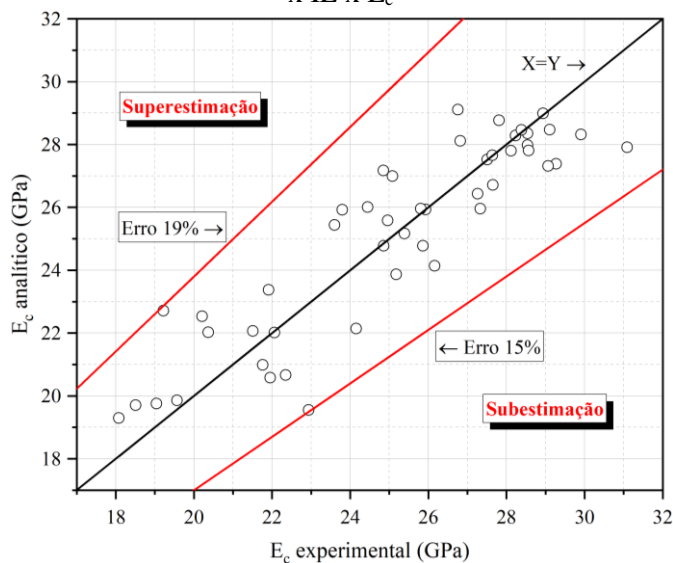
Figura 4.47 - Ábaco proposto para a estimativa do E_c através da correlação múltipla



Fonte: O autor

A Figura 4.48 apresenta uma comparação entre os valores experimentais do módulo de elasticidade estático (E_c experimental) com os valores analíticos (E_c analítico) previstos através da equação representativa da correlação com todos os concretos. O maior valor superestimado é de até 19% e de 15% para o valor subestimado.

Figura 4.48 - Resultados experimentais x resultados analíticos do f_c pela equação da correlação VPU x IE x E_c



Fonte: O autor

4.6.3 VPU x % fibras x f_t

Para a obtenção da curva que melhor represente as correlações, foi realizado os testes com as seguintes equações:

- I. $f_t = a + b.(VPU) + c.(\% \text{ fibras})$
- II. $f_t = a.(VPU) + b^{(\% \text{ fibras})}$
- III. $f_t = a.(VPU) + b + c^{(\% \text{ fibras})} + d$
- IV. $f_t = a.(VPU) + b^{(\% \text{ fibras})} + c$

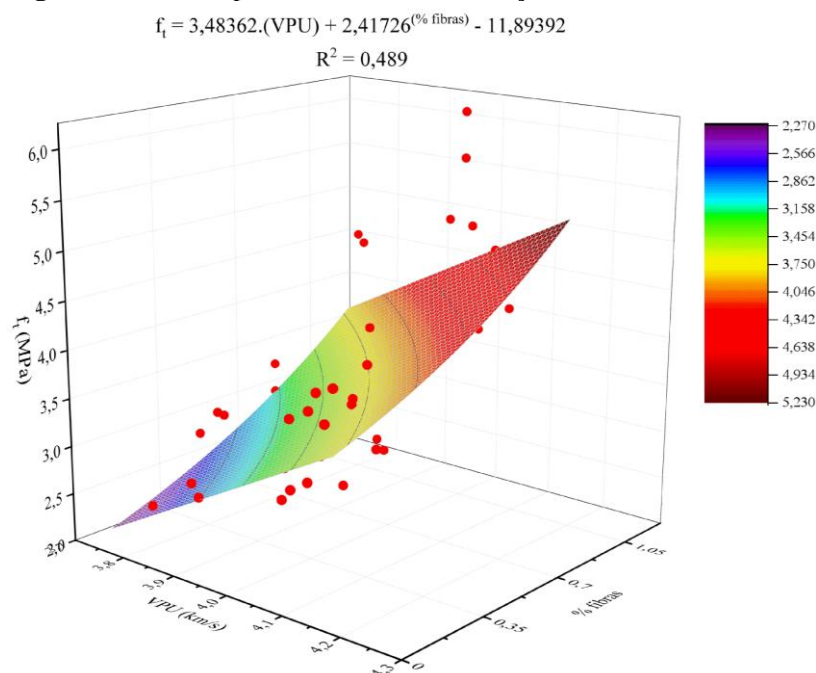
A unidade de medida da VPU nas equações combinadas está em (km/s) e a resistência à tração na flexão em (MPa). Na Tabela 4.16 são apresentadas as equações e os respectivos coeficientes de determinação (R^2) a partir da correlação estabelecida com todos os grupos de concretos, totalizando 46 pontos. A equação (IV) foi a curva que apresentou o maior valor para o R^2 (0,489) e, portanto, utilizada para representar a correlação. O gráfico tridimensional da correlação está representado através da Figura 4.49.

Tabela 4.16 - Modelos de curvas e coeficientes de determinação da regressão múltipla VPU x % fibras x f_t

Relação	Equação	R^2
VPU x %fibras x f_t	$f_t = -10,92434 + 3,48584.(VPU) + 1,34918.(\% \text{ fibras})$	0,433
	$f_t = 0,54802.(VPU) + 2,07751^{(\% \text{ fibras})}$	0,312
	$f_t = 3,48369.(VPU) - 5,94711 + 2,41731^{(\% \text{ fibras})} - 5,94711$	0,477
	$f_t = 3,48362.(VPU) + 2,41726^{(\% \text{ fibras})} - 11,89392$	0,489

Fonte: O autor

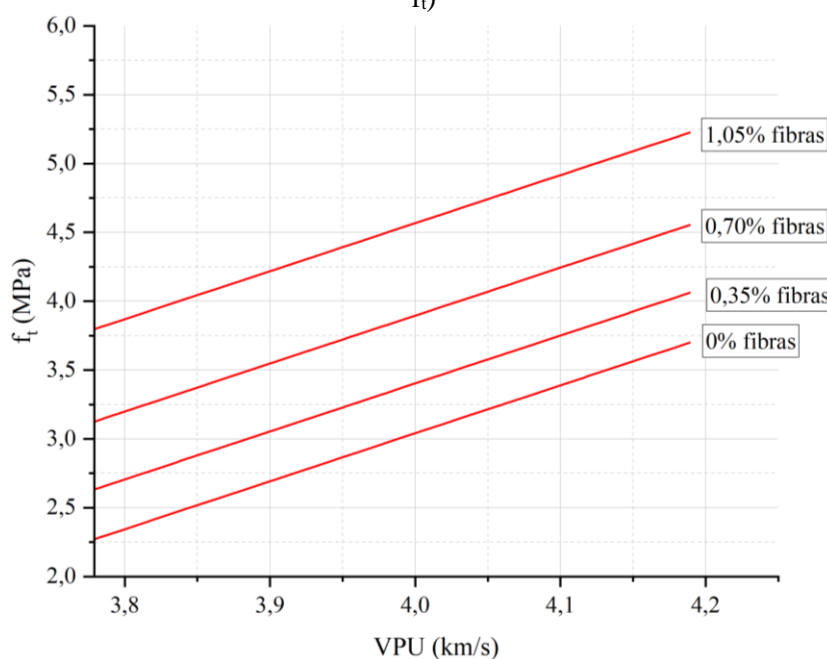
Figura 4.49 - Comportamento do f_t em função de VPU e da % fibras



Fonte: O autor

Outro modo de visualização do mesmo gráfico é indicado na Figura 4.50, através de curvas de nível para a estimativa da resistência à tração na flexão através da equação de correlação múltipla, fixando valores de (% fibras) para melhor visualização do comportamento.

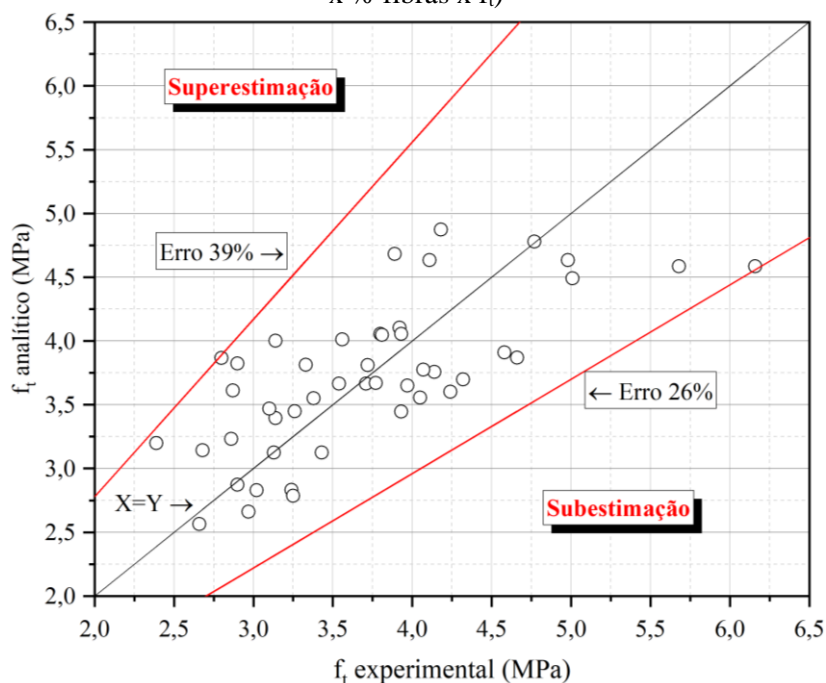
Figura 4.50 - Ábaco proposto para a estimativa do f_t através da correlação múltipla (VPU x % fibras x f_t)



Fonte: O autor

A Figura 4.51 apresenta uma comparação entre os valores experimentais de resistência à tração na flexão (f_t experimental) com os valores analíticos (f_t analítico) previstos através da equação representativa da correlação com todos os concretos. O maior valor superestimado é de até 39% e de 26% para o valor subestimado.

Figura 4.51 - Resultados experimentais x resultados analíticos do f_c pela equação da correlação (VPU x % fibras x f_t)



Fonte: O autor

4.6.4 IE x % fibras x f_t

Para a obtenção da curva que melhor represente as correlações, foi realizado os testes com as seguintes equações:

- I. $f_t = a + b.(VPU) + c.(% \text{ fibras})$
- II. $f_t = a.(VPU) + b^{(% \text{ fibras})}$
- III. $f_t = a.(VPU) + b + c^{(% \text{ fibras})} + d$
- IV. $f_t = a.(VPU) + b^{(% \text{ fibras})} + c$

Na Tabela 4.17 são apresentadas as equações e os respectivos coeficientes de determinação (R^2) a partir da correlação estabelecida com todos os grupos de concretos, totalizando 46 pontos. A equação (IV) foi a curva que apresentou o maior valor para o R^2

(0,449) e, portanto, utilizada para representar a correlação. O gráfico tridimensional da correlação está representado através da Figura 4.52.

Tabela 4.17 - Modelos de curvas e coeficientes de determinação da regressão múltipla (IE x % fibras x f_t)

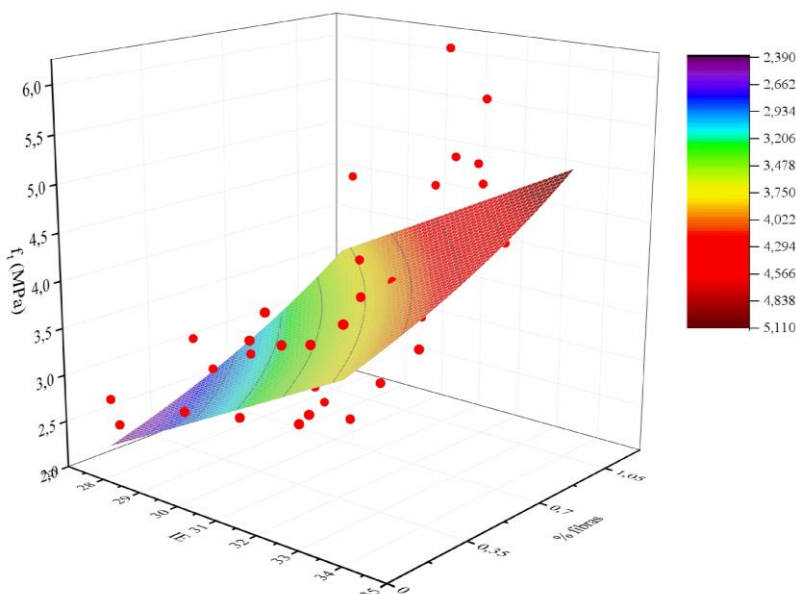
Relação	Equação	R ²
	$f_t = -4,4592 + 0,24311.(IE) + 1,10671.(% \text{ fibras})$	0,399
	$f_t = 0,0706.(IE) + 2,05399(% \text{ fibras})$	0,347
IE x % fibras x f_t	$f_t = 0,24366.(IE) - 2,74197 + 2,20367(% \text{ fibras}) - 2,74197$	0,436
	$f_t = 0,24366.(IE) + 2,20367(% \text{ fibras}) - 5,48394$	0,449

Fonte: O autor

Figura 4.52 - Comportamento do f_t em função do IE e da % fibras

$$f_t = 0,24366.(IE) + 2,20367(% \text{ fibras}) - 5,48394$$

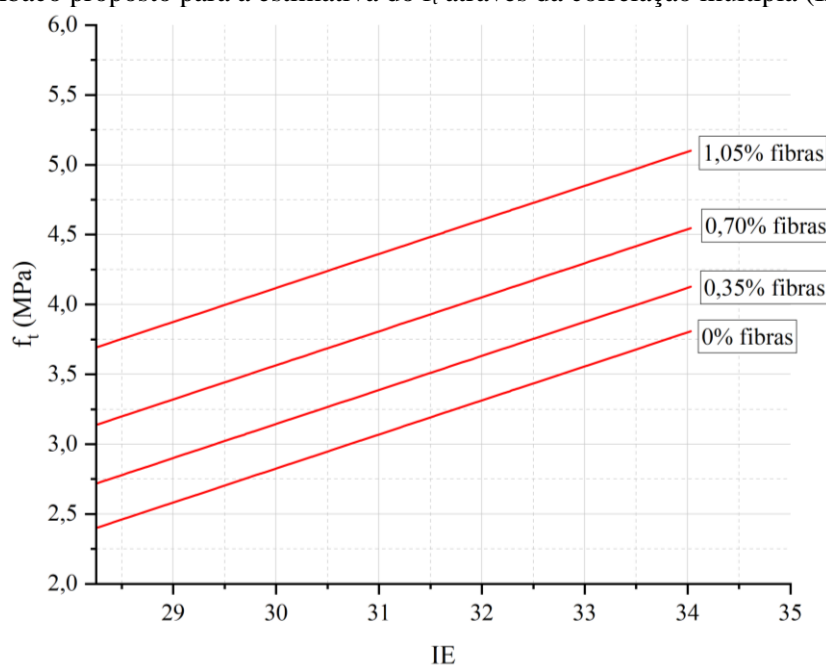
$$R^2 = 0,449$$



Fonte: O autor

Outro modo de visualização do mesmo gráfico é indicado na Figura 4.53, através de curvas de nível para a estimativa da resistência à tração na flexão através da equação de correlação múltipla, fixando valores de (% fibras) para melhor visualização do comportamento.

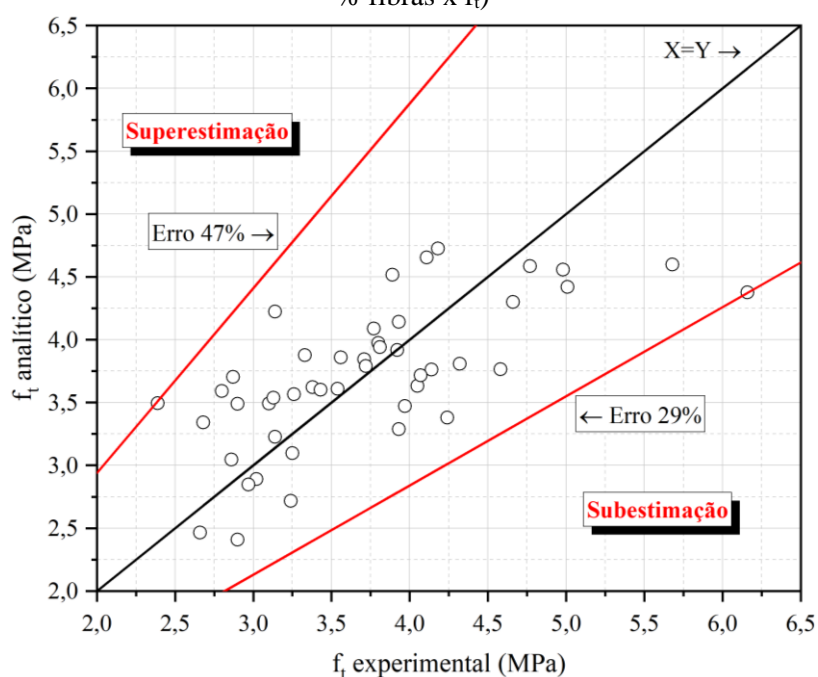
Figura 4.53 - Ábaco proposto para a estimativa do f_t através da correlação múltipla (IE x % fibras x f_t)



Fonte: O autor

A Figura 4.54 apresenta uma comparação entre os valores experimentais de resistência à tração na flexão (f_t experimental) com os valores analíticos (f_t analítico) previstos através da equação representativa da correlação com todos os concretos. O maior valor superestimado é de até 47% e de 29% para o valor subestimado.

Figura 4.54 - Resultados experimentais x resultados analíticos do f_t pela equação da correlação (IE x % fibras x f_t)



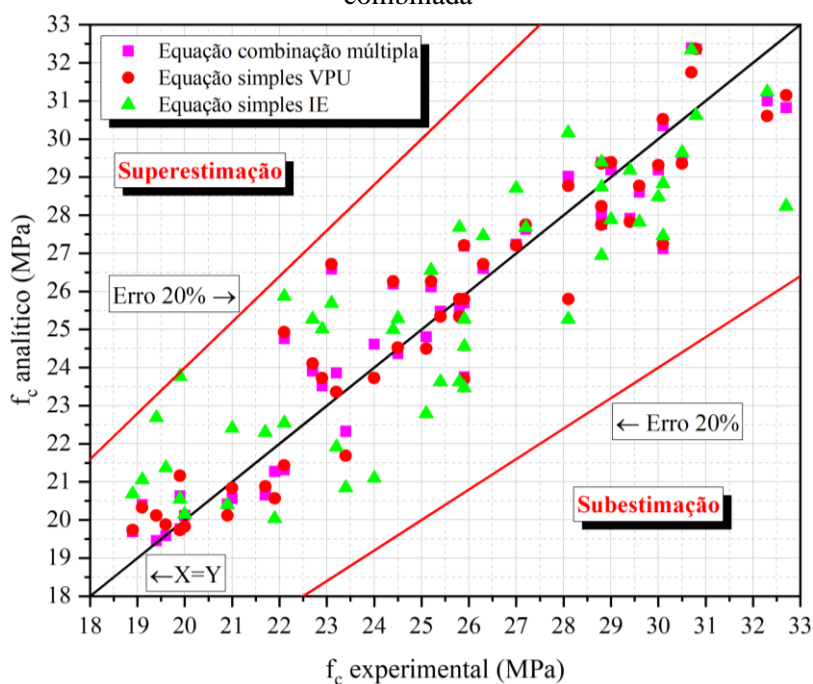
Fonte: O autor

4.7 ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS EQUAÇÕES PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

As curvas de correlação, simples e combinadas, são aqui agrupadas para a análise da precisão de cada modelo obtido.

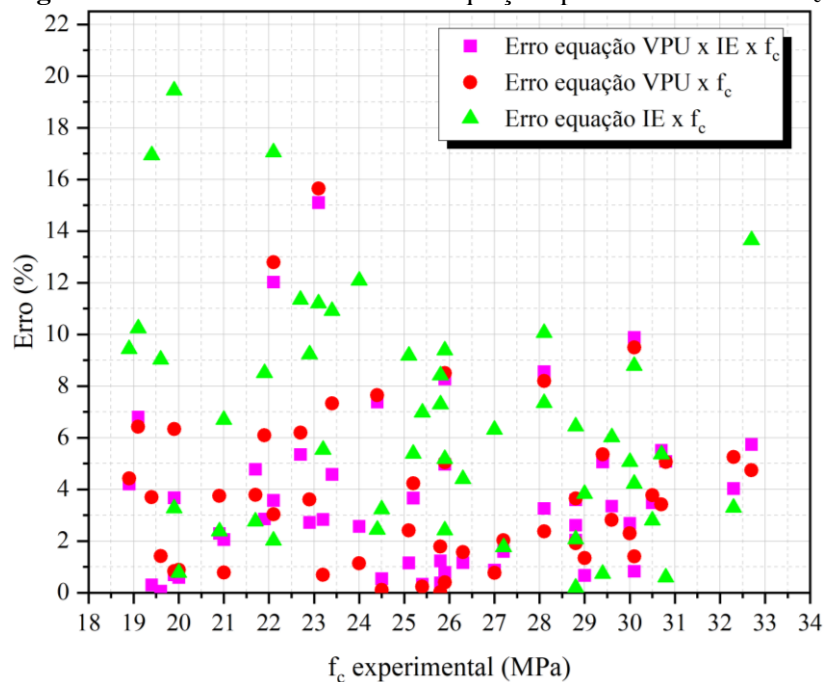
Foi comparado os resultados experimentais com os analíticos conforme indicado na Figura 4.55.

Figura 4.55 - Resultados experimentais x resultados analíticos do f_c pelas equações simples e combinada



Verifica-se através da análise da Figura 4.55, que os resultados analíticos se encontram próximos à linha de igualdade ($X=Y$), o que demonstra grande representatividade das equações para a estimativa da resistência à compressão. Nota-se que todos os resultados mostraram dentro do intervalo de variação de 20%.

Para a avaliação do nível de precisão de cada correlação, calculou-se o erro percentual existente na estimativa de f_c , conforme ilustrado na Figura 4.56.

Figura 4.56 - Percentual de erro das equações para a estimativa do f_c 

Ao observar a Figura 4.56, avalia-se que a curva de correlação simples feito com o IE, foi a que apresentou os maiores erros percentuais, tendo diversos pontos acima de 10% e até chegando a pontos acima da faixa de 15%. Já as correlações (VPU x f_c) e (VPU x IE x f_c), apresentaram porcentagens menores, com resultados de erro muito próximos entre ambas as equações.

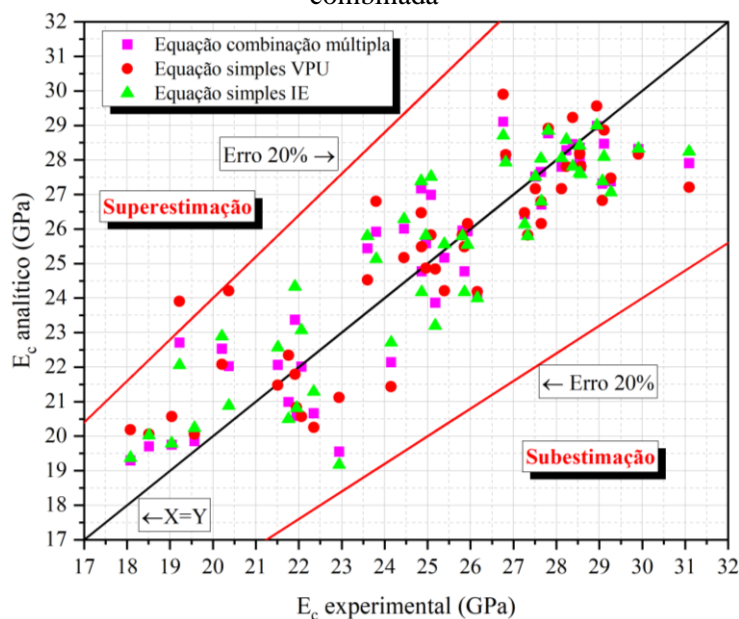
O que se verifica neste comparativo é que, para a estimativa de f_c , não há a necessidade de se aplicar a técnica de correlação múltipla para o concreto aqui estudado, pois a técnica de correlação simples com a VPU representou um R^2 próximo da técnica combinada ($R^2 = 0,888$), diferença de apenas 0,11%.

4.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS EQUAÇÕES PARA ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO

As curvas de correlações, simples e combinada, são aqui agrupadas para a análise da precisão de cada modelo obtido.

Foi comparado os resultados experimentais com os analíticos conforme indicado na Figura 4.57.

Figura 4.57 - Resultados experimentais x resultados analíticos do E_c pelas equações simples e combinada

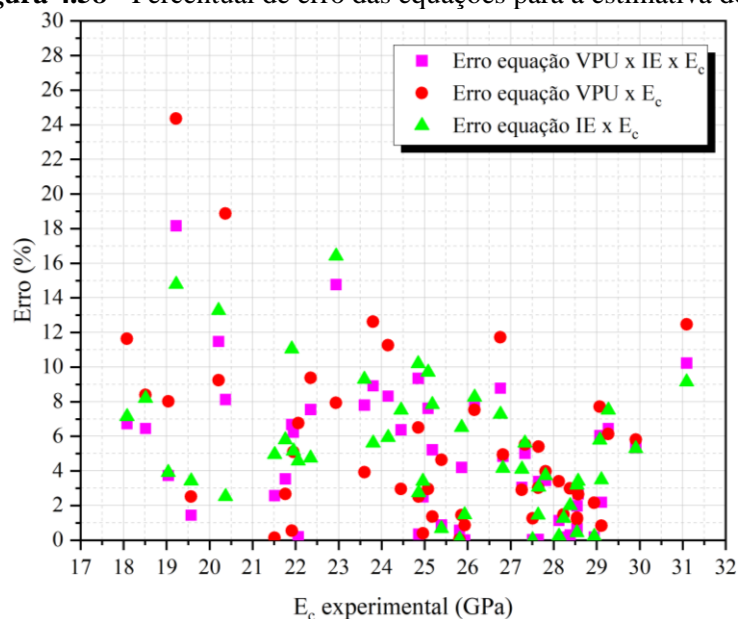


Fonte: O autor

Verifica-se através da análise da Figura 4.57, que os resultados analíticos se encontram próximos à linha de igualdade ($X=Y$), o que demonstra grande representatividade das equações para a estimativa do E_c . Nota-se que todos os resultados mostraram dentro do intervalo de variação de 20%, exceto um ponto da equação simples com a VPU.

Para a avaliação do nível de precisão de cada correlação, calculou-se o erro percentual existente na estimativa do E_c , conforme ilustrado na Figura 4.58.

Figura 4.58 - Percentual de erro das equações para a estimativa do E_c



Fonte: O autor

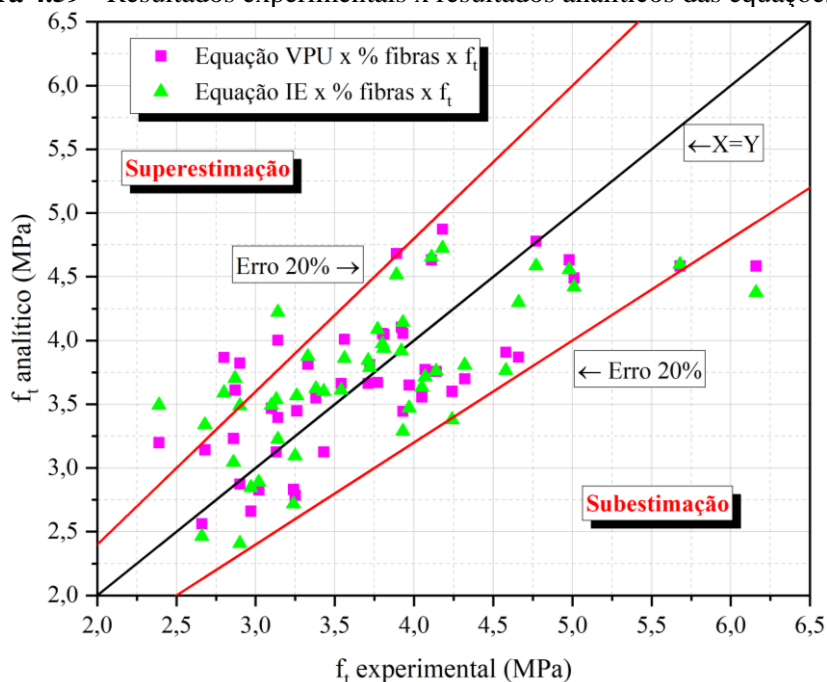
Ao observar a Figura 4.58, avalia-se que não houve discrepância entre as três equações, os erros percentuais ficaram semelhantes entre elas. O maior erro obtido com as curvas de correlação simples da VPU, IE e da correlação combinada foram, respectivamente, 24,36%, 16,41% e 18,17%.

O que se verifica neste comparativo é que, para a estimativa do E_c , não há a necessidade de se aplicar a técnica de correlação múltipla para o concreto aqui estudado, pois a técnica de correlação simples com a VPU apresentou um coeficiente de determinação próximo ($R^2 = 0,777$), com uma diferença de apenas 1,3% da técnica combinada.

4.9 ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS EQUAÇÕES PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

Foi comparado os resultados experimentais com os analíticos das equações para a estimativa da resistência à tração na flexão, conforme indicado na Figura 4.59.

Figura 4.59 - Resultados experimentais x resultados analíticos das equações do f_t

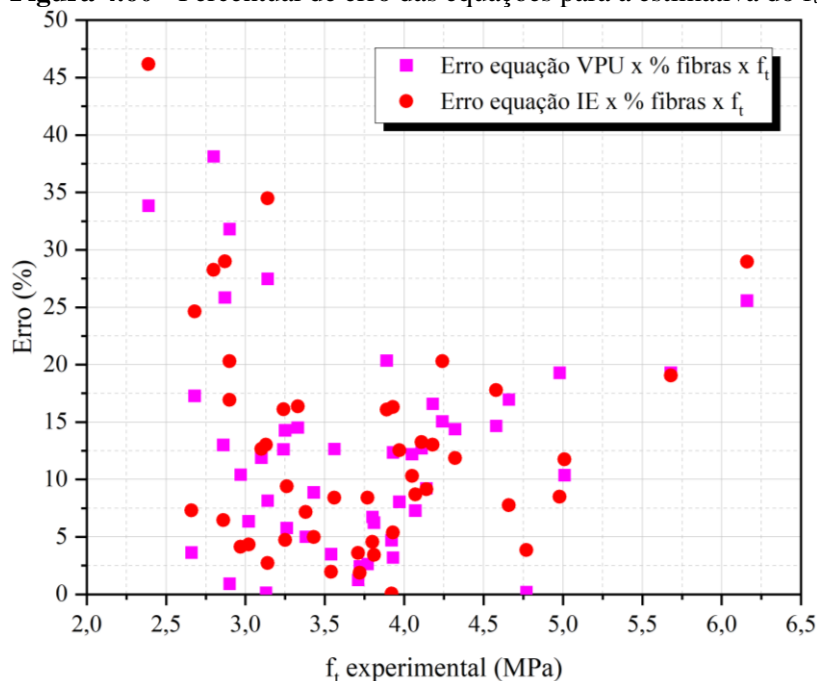


Fonte: O autor

Verifica-se através da análise da Figura 4.59, que os resultados analíticos se encontram distantes da linha de igualdade ($X=Y$), o que demonstra baixa representatividade das equações para a estimativa da resistência à tração na flexão. Nota-se que parte dos resultados mostraram fora do intervalo de variação de 20%.

Para a avaliação do nível de precisão de cada correlação, calculou-se o erro percentual existente na estimativa de f_c , conforme ilustrado na Figura 4.60.

Figura 4.60 - Percentual de erro das equações para a estimativa do f_t



Fonte: O autor

Ao observar a Figura 4.60, avalia-se que ambas as curvas de correlação apresentam a média de erro percentual semelhantes. A curva feita com a VPU obteve um coeficiente de determinação ($R^2 = 0,489$) e com o IE ($R^2 = 0,449$).

O que se verifica neste comparativo é que, para a estimativa do f_t para este tipo de concreto, os métodos não destrutivos da VPU e IE não são recomendados para a correlação com esta propriedade mecânica, devido ao alto percentual de erro que as equações obtiveram.

5 CONCLUSÃO

A presente pesquisa utilizou técnicas não destrutivas, como da velocidade de propagação de pulso ultrassônico, realizando os modos de transmissão direta (MTD) e semidireta (MTS), para avaliar o processo de evolução diário da VPU nos concretos até a idade de 28 dias, e também os ensaios de dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão e o método das frequências naturais de vibração para a estimativa das propriedades mecânicas (resistência à compressão, módulo de elasticidade estático e resistência à tração na flexão), através de correlações simples e combinadas com os resultados dos ensaios destrutivos, geradas a partir de 4 grupos de concretos, variando a porcentagem de fibras (0%, 0,35%, 0,70% e 1,05%). Os ensaios para as correlações foram realizados nas idades de 7, 28 e 56 dias.

A partir do programa experimental executado e pela quantidade de resultados obtidos, foi possível extrair as seguintes conclusões:

- Os resultados da evolução diária da VPU indicam que há um aumento no decorrer do processo de cura dos concretos, seja com ou sem a presença das fibras, e não há resultados decrescentes da VPU com o avanço da idade;
- Para os concretos analisados nesta pesquisa (classe C30), os valores da VPU para o grupo sem fibras foram sempre superiores aos concretos contendo fibras, independentemente do modo de transmissão da onda;
- Pelo modo de transmissão direta (MTD), a VPU máxima para os concretos com fibras foi alcançada em idade inferior aos 28 dias, diferente do concreto sem fibras, revelando um indicativo de que existe uma melhora na consolidação no processo de endurecimento do compósito com a adição das fibras, pelo fato das fibras evitarem a abertura de microfissuras existentes no concreto devido a retração;
- Para os concretos convencionais aqui estudados, nada foi observado quanto a ganhos acentuados nos valores da VPU, exceto apenas para os três primeiros dias de idade, onde os ganhos foram mais acentuados;
- Ao se comparar os resultados dos dois modos de transmissão de onda, o MTS tende a obter resultados maiores que o MTD, devido a leitura considerar somente uma parte da peça ao invés de toda a sua extensão. No entanto, as diferenças entre

os valores obtidos entre os modos são pequenas (inferior a 15%), denotando um indício de baixa heterogeneidade dos concretos;

- A melhor correlação entre o IE e f_c foi obtida através da equação de potência com $R^2 = 0,743$;
- A melhor correlação entre a VPU e f_c foi obtida através da equação do tipo polinomial, com $R^2 = 0,888$;
- A melhor correlação combinada entre a VPU, IE e f_c não apresentou um aumento significativo no valor do coeficiente de determinação ($R^2 = 0,889$), comparado com o obtido pela correlação simples (VPU x f_c);
- A melhor correlação entre o IE e E_c foi obtida através da equação do tipo polinomial com $R^2 = 0,777$;
- A melhor correlação entre a VPU e E_c foi obtida através da equação do tipo linear com $R^2 = 0,744$;
- A melhor correlação combinada entre a VPU, IE e E_c não apresentou um aumento significativo no valor do coeficiente de determinação ($R^2 = 0,787$), comparado com o obtido pela correlação simples (IE x E_c);
- A melhor correlação para a estimativa do f_t foi através da correlação com a VPU e a (% fibras), onde apresentou um valor de $R^2 = 0,489$, sendo um coeficiente de determinação de baixa representatividade, portanto, não é recomendado a correlação para esta propriedade mecânica;
- O estudo entre o módulo de elasticidade dinâmico e estático apresentou relações entre ambos os parâmetros para o concreto com e sem fibras;
- A melhor correlação com todos os concretos para a estimativa do E_c a partir do E_d apresentou um $R^2 = 0,781$;

Como indicação para trabalhos futuros, sugere-se:

- Estudo da evolução diária da VPU para concretos de classes C55 a C90, analisando o comportamento de cada grupo, variando entre os concretos a taxa de fibras;
- Estudo do índice de vazios e absorção de água do CRF e comparar com o resultado do concreto sem fibras em conjunto com os resultados de VPU;
- Utilizar mais de um tipo de fibra de aço para verificar o comportamento da VPU conforme a alteração das dimensões das fibras;

- Realizar correlações simples e combinadas com as propriedades mecânicas de concretos reforçados com fibras de aço de classes C55 a C90;
- Analisar a possibilidade de uma correlação da tenacidade do CRFA com ensaios não destrutivos.

REFERÊNCIAS

ABBASS, Wasim; KHAN, M. Iqbal; MOURAD, Shehab. Evaluation of mechanical properties of steel fiber reinforced concrete with different strengths of concrete. **Construction and Building Materials**, vol. 168, p. 556–569, 2018. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2018.02.164. Acesso em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.164>.

ABRISHAMBAF, A.; CUNHA, V.M.C.F.; BARROS, J.A.O. The influence of fibre orientation on the post-cracking tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete. **Frattura ed Integrità Strutturale**, vol. 9, no. 31, p. 38–53, 17 Dez. 2015. DOI 10.3221/IGF-ESIS.31.04. Acesso em: <https://www.fracturae.com/index.php/fis/article/view/IGF-ESIS.31.04>.

ADAMATTI, D.S.; LORENZI, A.; CHIES, J. A.; SILVA FILHO, L.C.P. Analysis of reinforced concrete structures through the ultrasonic pulse velocity: technological parameters involved. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, vol. 10, no. 2, p. 358–385, Abr. 2017. DOI 10.1590/s1983-41952017000200006. Acesso em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-419520170002000358&lng=en&tlng=en.

AGGELIS, D. G.; KORDATOS, E. Z.; STRANTZA, M.; SOULIOTI, D. V.; MATIKAS, T. E. NDT approach for characterization of subsurface cracks in concrete. **Construction and Building Materials**, vol. 25, no. 7, p. 3089–3097, 2011. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2010.12.045. Acesso em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.12.045>.

AGGELIS, D.G.; PHILIPPIDIS, T.P. Ultrasonic wave dispersion and attenuation in fresh mortar. **NDT & E International**, vol. 37, no. 8, p. 617–631, Dez. 2004. DOI 10.1016/j.ndteint.2004.04.002. Acesso em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0963869504000398>.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 211.3R-02: Guide for Selecting Proportions for No-Slump Concrete**. Farmington Hills: ACI, 2009a.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 228.1R-19: Report on Methods for Estimating In-Place Concrete Strength**. Farmington Hills: ACI, 2019.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 228.2R-13: Report on Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures**. Farmington Hills: ACI, 2013.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.1R-96: Report on Fiber Reinforced Concrete**. Farmington Hills: ACI, 2009b.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C1399/C1399M-10: Standard Test Method for Obtaining Average Residual-Strength of Fiber-Reinforced Concrete**. West Conshohocken: ASTM International, 2015a. https://doi.org/10.1520/C1399_C1399M-10R15.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C1609/C1609M-19a: Standard Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)**. West Conshohocken: ASTM International, 2019. https://doi.org/10.1520/C1609_C1609M-19A.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C469/C469M-14e1: Standard Test Method for Static Modulus os Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression**. West Conshohocken: ASTM International, 2014. https://doi.org/10.1520/C0469_C0469M-14E01.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C597-16: Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete**. West Conshohocken: ASTM International, 2016. <https://doi.org/10.1520/C0597-16>.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C805/C805M-18: Standard Method for Rebound Number of Hardened Concrete**. West Conshohocken: ASTM International, 2018. <https://doi.org/10.1520/E1876-15>.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C995-01: Standard Test Method for Time of Flow of Fiber-Reinforced Concrete Through Inverted Slump Cone**. West Conshohocken: ASTM International, 2001.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E1876-15: Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration**. West Conshohocken: ASTM International, 2015b.

ARMELIN, Hugo S; HELENE, Paulo. Physical and Mechanical Properties of Steel-Fiber Reinforced Dry-Mix Shotcrete. *Aci materials journal*, vol. 92, no. 3, p. 258–267, 1995. .

ASKELAND, Donald R.; FULAY, Pradeep P.; WRIGHT, Wendelin J. **The science and Engineering of Materials**. 6th ed. Stamford: Cengage Learning, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15530: Fibras de aço para concreto - Requisitos e métodos de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16605: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16889: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16916: Agregado miúdo: Determinação da densidade e da absorção de água**. Rio de Janeiro: ABNT, 2021a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16917: Agregado graúdo - Determinação da densidade e da absorção de água.** Rio de Janeiro: ABNT, 2021b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16935: Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2021c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16938: Concreto reforçado com fibras - Controle da qualidade.** Rio de Janeiro: ABNT, 2021d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16940: Concreto reforçado com fibras - Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) - Método de ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT, 2021e.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7584: Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522-1: Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - Parte 1: Módulos estáticos à compressão.** Rio de Janeiro: ABNT, 2021f.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522-2: Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - Parte 2: Módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração.** Rio de Janeiro: ABNT, 2021g.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8802: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.** Rio de Janeiro: ABNT, 2019b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9833: Concreto fresco - Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico.** Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

AVELAR, Daniel William Costa de. **Eficiência de Fibras de Aço no Reforço ao Cisalhamento de Vigas Chatas.** 2022. 83 f. Dissertação de Mestrado – Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2022.

AVESTON, J.; COOPER, G.; KELLY, A. Single and multiple fracture. 1971. **Conference on the properties of fiber composites** [...]. London: NPL, 1971. p. 15–26.

BENAICHA, Mouhcine. **Formulation des différents bétons (BAP, BHP et BFUP) à haute teneur en additions minérales: Optimisation pour améliorer le coulage, la résistance au jeune âge et la durabilité des bétons**. 2013. 255 f. Tese de doutorado – Université Abdelmalek Essaâdi, Aix-Marseille, 2013. Acesso em: https://thesesenafrique.imist.ma/bitstream/handle/123456789/1677/THESE_BENAICHA.pdf?sequence=1.

BENAICHA, Mouhcine; JALBAUD, Olivier; HAFIDI ALAOU, Adil; BURTSHELL, Yves. Correlation between the mechanical behavior and the ultrasonic velocity of fiber-reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, vol. 101, p. 702–709, Dez. 2015. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2015.10.047. Acesso em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.047>.

BENTUR, Arnon; MINDESS, Sidney. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**. 2^a ed. New York: Taylor & Francis, 2007.

BREYSSE, Denys. **Non-Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Limits of Single and Combined Techniques**. Dordrecht: Springer Netherlands, 2012. DOI 10.1007/978-94-007-2736-6. Acesso em: <http://link.springer.com/10.1007/978-94-007-2736-6>.

BRITISH STANDARD. **BS 1881-203:1886: Testing concrete - Part 203: Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete**. London: BS, 1986.

BRITISH STANDARD. **BS 8110-2:1985: Structural use of concrete - Part 2: Code of practice for special circumstances**. London: BS, 1985. Acesso em: <http://vibration.ex.ac.uk/doc/1065.pdf>.

BRITISH STANDARD. **BS EN 12504-4: Testing concrete - Part 4: Determination of ultrasonic pulse velocity**. Brussels: BS, 2004.

BRITISH STANDARD. **BS EN 14651: Test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), Residual)**. Brussels: BS, 2007.

BUNGEY, John H.; MILLARD, Stephen G.; GRANTHAM, Michael G. **Testing of Concrete in Structures**. 4th ed. Abingdon: Taylor & Francis, 2006.

CALLISTER, Jr. William D. **Ciência e Engenharia dos Materiais: Uma Introdução**. 5th ed. Rio de Janeiro: LTC, 2002.

CALLISTER, Jr. William D.; RETHWISCH, David G. **Fundamentals of Materials Science and Engineering: An Integrated Approach**. 5th ed. Hoboken: Wiley, 2015.

CÂMARA, Everlei. **Avaliação da resistência à compressão de concretos utilizados na grande Florianópolis através de ensaios não destrutivos**. 2006. 193 f. Dissertação de

mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

CAMARGO, Marco Vinício de. **Estimativa da Resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto através de ensaios não destrutivos (END)**. 2020. 142 f. Dissertação de mestrado – Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2020.

CAMARGO, Marcos Vinício de; FERRARI, Vladimir José. Resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto por meio de ensaios não destrutivos (END). **Matéria (Rio de Janeiro)**, vol. 26, no. 3, 2021. DOI 10.1590/s1517-707620210003.13047. Acesso em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1517-70762021000300348&tlng=pt.

CAMPBELL, F. C. **Structural Composite Materials**. Ohio: ASM International, 2010.

CECCATO, Marcos Roberto. **Estudo da trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras de aço**. 1998. 98 f. Dissertação de mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

CHEN, L.; MINDESS, S.; MORGAN, D. R.; SHAH, S. P.; JOHNSTON, Colin D.; PIGEON, M. Comparative Toughness Testing of Fiber Reinforced Concrete. **ACI Special Publication**, , p. 41–75, 1995. .

CND, RILEM 43 -. Combined non-destructive testing of concrete. Draft recommendation for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods. **Materials and Structures**, vol. 26, p. 43–49, 1993.

CONFORTI, Antonio; MINELLI, Fausto; PLIZZARI, Giovanni A.; TIBERTI, Giuseppe. Comparing test methods for the mechanical characterization of fiber reinforced concrete. **Structural Concrete**, vol. 19, no. 3, p. 656–669, 2018. <https://doi.org/10.1002/suco.201700057>.

DENG, Peng; SUN, Yan; LIU, Yan; SONG, Xiaoxiao. Revised Rebound Hammer and Pull-Out Test Strength Curves for Fiber-Reinforced Concrete. **Advances in Civil Engineering**, vol. 2020, p. 1–12, 24 Fev. 2020. DOI 10.1155/2020/8263745. Acesso em: <https://www.hindawi.com/journals/ace/2020/8263745/>.

EVANGELISTA, Ana Catarina Jorge. **Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaios Não Destrutivos**. 2002. 219 f. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002.

FEDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Model Code for Concrete Structures 2010**. Berlim: Wilhelm Ernst & Sohn, 2013.

FERRARI, Vladimir José. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho**. 2007. 328 f. Tese de doutorado – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. DOI 10.11606/T.18.2007.tde-03102007-095413. Acesso em: http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2007DO_VladimirJoseFerrari.pdf.

FIGUEIREDO, Antonio Domingues de. **Concreto reforçado com fibras**. 2011. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. DOI 10.11606/T.3.2012.tde-18052012-112833. Acesso em: <http://doi.editoracubo.com.br/10.4322/2526-7248.053>.

FIGUEIREDO, Antonio Domingues de; CECCATO, Marcos Roberto. Workability Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete Using Slump and Ve-Be Test. **Materials Research**, vol. 18, no. 6, p. 1284–1290, 3 Nov. 2015. DOI 10.1590/1516-1439.022915. Acesso em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1516-14392015000601284&lng=en&tlng=en.

GIDRÃO, Gustavo de Miranda Saleme. **Propriedades Dinâmicas do Concreto e Relações Com Sua Microestrutura**. 2015. 132 f. Dissertação de mestrado – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2015.

GODINHO, J. P.; DE SOUZA JÚNIOR, T. F.; MEDEIROS, M. H. F.; SILVA, M. S. A. Factors influencing ultrasonic pulse velocity in concrete. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, vol. 13, no. 2, p. 222–247, Abr. 2020. DOI 10.1590/s1983-41952020000200004. Acesso em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952020000200222&tlng=en.

HEDJAZI, Saman; CASTILLO, Daniel. Relationships among compressive strength and UPV of concrete reinforced with different types of fibers. **Heliyon**, vol. 6, no. 3, p. e03646, Mar. 2020. DOI 10.1016/j.heliyon.2020.e03646. Acesso em: <https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2020.e03646>.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **JSCE-SF4: Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. Tokyo: JSCE, 1984a.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **JSCE-SF5: Method of tests for compressive strength and compressive toughness of steel fiber reinforced concrete**. Tokyo: JSCE, 1984b.

JOHNSTON, Colin D. **Fiber Reinforced Cements and Concretes**. New York: Taylor & Francis, 2001.

JONES, R. The non-destructive testing of concrete. **Magazine of Concrete Research**, vol. 1, no. 2, p. 67–78, Jun. 1949. DOI 10.1680/mac.1949.1.2.67. Acesso em: <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/mac.1949.1.2.67>.

LEITE, A. M.; CASTRO, A. L. de. Influence of the cementitious matrix on the behavior of fiber reinforced concrete. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, vol. 13, no. 3, p. 543–562, 2020. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952020000300006>.

LYDON, F.D.; BALENDRAN, R.V. Some observations on elastic properties of plain concrete. **Cement and Concrete Research**, vol. 16, no. 3, p. 314–324, Mai. 1986. DOI 10.1016/0008-8846(86)90106-7. Acesso em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/0008884686901067>.

MACHADO, Maurício Dornellas; SHEHATA, Lídia da Conceição Domingues; SHEHATA, Ibrahim Abd El Malik. Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no Rio de

Janeiro por meio de ensaios não destrutivos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, vol. 2, no. 2, p. 100–123, 2009. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952009000200001>.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 3ª ed. [S. l.]: IBRACON, 2008.

MOHAMAD, Gihad; CARMO, Paulo Inácio Obregon do; OLIVEIRA, Marcelo de Jesus Dias de; TEMP, Aldo Leonel. Métodos combinados para a avaliação da resistência de concretos. **Matéria (Rio de Janeiro)**, vol. 20, no. 1, p. 83–99, Mar. 2015. DOI 10.1590/S1517-707620150001.0011. Acesso em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1517-70762015000100009&lng=pt&tlng=pt.

MURTHI, P.; POONGODI, K.; GOBINATH, R. Correlation between rebound hammer number and mechanical properties of steel fibre reinforced pavement quality concrete. **Materials Today: Proceedings**, vol. 39, no. xxxx, p. 142–147, 2020a. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.06.402>.

MURTHI, P.; POONGODI, K.; GOBINATH, R. Correlation between rebound hammer number and mechanical properties of steel fibre reinforced pavement quality concrete. **Materials Today: Proceedings**, vol. 39, no. xxxx, p. 142–147, 2020b. DOI 10.1016/j.matpr.2020.06.402. Acesso em: <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.06.402>.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 5th ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.

PHILIPPIDIS, T.P.; AGGELIS, D.G. Experimental study of wave dispersion and attenuation in concrete. **Ultrasonics**, vol. 43, no. 7, p. 584–595, Jun. 2005. DOI 10.1016/j.ultras.2004.12.001. Acesso em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0041624X04003117>.

POPOVICS, Sandor. Verification of relationships between mechanical properties of concrete-like materials. **Matériaux et Constructions**, vol. 8, no. 3, p. 183–191, Mai. 1975. DOI 10.1007/BF02475168. Acesso em: <http://link.springer.com/10.1007/BF02475168>.

PUCINOTTI, Raffaele. Reinforced concrete structure: Non destructive in situ strength assessment of concrete. **Construction and Building Materials**, vol. 75, p. 331–341, Jan. 2015. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2014.11.023. Acesso em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.023>.

PUNURAI, Wonsiri; JARZYNSKI, Jacek; QU, Jianmin; KURTIS, Kimberly E.; JACOBS, Laurence J. Characterization of entrained air voids in cement paste with scattered ultrasound. **NDT & E International**, vol. 39, no. 6, p. 514–524, Set. 2006. DOI 10.1016/j.ndteint.2006.02.001. Acesso em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0963869506000107>.

RASHID, Khuram; WAQAS, Rumman. Compressive strength evaluation by non-destructive techniques: An automated approach in construction industry. **Journal of Building Engineering**, vol. 12, p. 147–154, Jul. 2017. DOI 10.1016/j.job.2017.05.010. Acesso em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.job.2017.05.010>.

SHI, Xijun; PARK, Philip; REW, Younho; HUANG, Kaijian; SIM, Chungwook. Constitutive behaviors of steel fiber reinforced concrete under uniaxial compression and tension. **Construction and Building Materials**, vol. 233, p. 117316, Fev. 2020. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2019.117316. Acesso em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117316>.

SINGH, Harvinder. **Steel Fiber Reinforced Concrete: Modeling, Behavior and Design**. Singapore: Springer, 2017(Springer Transactions in Civil and Environmental Engineering). DOI 10.1007/978-981-10-2507-5. Acesso em: <http://link.springer.com/10.1007/978-981-10-2507-5>.

SUK, Diego Andrey. **Concreto Reforçado Com Fibras de Aço: Aplicação no comportamento ao cisalhamento de vigas**. 2022. 114 f. Dissertação de Mestrado – Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2022.

THOMAZ, William de Araujo; MIYAJI, Dan Yushin; POSSAN, Edna. Comparative study of dynamic and static Young's modulus of concrete containing basaltic aggregates. **Case Studies in Construction Materials**, vol. 15, no. March, p. e00645, Dez. 2021. DOI 10.1016/j.cscm.2021.e00645. Acesso em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S2214509521001601>.

TORALLES-CARBONARIA, Berenice Martins; CAVALARO, Sérgio Henrique Pialarissi; CASTANHA, Júlio Cesar Mendes; GUACELLI, Paulo Anélio Garcia; SILVA, Caio Cezar Catiste. Utilização do método ultra-sônico para avaliação da performance do concreto de alto desempenho. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, vol. 3, no. 4, p. 494–511, Dez. 2010. DOI 10.1590/S1983-41952010000400008. Acesso em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952010000400008&lang=pt%0Ahttp://www.scielo.br/pdf/riem/v3n4/en_08.pdf%0Ahttp://www.scielo.br/pdf/riem/v3n4/08.pdf.

TRTNIK, Gregor; KAVČIČ, Franci; TURK, Goran. Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks. **Ultrasonics**, vol. 49, no. 1, p. 53–60, Jan. 2009. DOI 10.1016/j.ultras.2008.05.001. Acesso em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0041624X08000851>.

TSIOULOU, Ourania; LAMPROPOULOS, Andreas; PASCHALIS, Spyridon. Combined Non-Destructive Testing (NDT) method for the evaluation of the mechanical characteristics of Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC). **Construction and Building Materials**, vol. 131, p. 66–77, Jan. 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.068>.

VICENTINI, Jaqueline Mantovani; FERRARI, Vladimir José. ESCLEROMETRIA E VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DO PULSO ULTRASSÔNICO PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO POR MEIO DE CURVAS DE CORRELAÇÃO. **Revista Tecnológica**, vol. 29, no. 1, p. 49–61, 6 Jan. 2020. DOI 10.4025/revtecnol.v29i1.49939. Acesso em: <https://periodicos.uem.br/ojs/index.php/RevTecnol/article/view/49939>.

WASHER, Glenn; FUCHS, Paul; GRAYBEAL, B.A.; HARTMANN, J.L. Ultrasonic testing of reactive powder concrete. **IEEE Transactions on Ultrasonics, Ferroelectrics and**

Frequency Control, vol. 51, no. 2, p. 193–201, Fev. 2004. DOI 10.1109/TUFFC.2004.1320767. Acesso em: <http://ieeexplore.ieee.org/document/1320767/>.

WILLIAMS, Huw. **Non-destructive testing of concrete structures**. 2^a ed. Detroit: CRC Press LLC, 1993. vol. 25, .

YILDIRIM, Hasan; SENGUL, Ozkan. Modulus of elasticity of substandard and normal concretes. **Construction and Building Materials**, vol. 25, no. 4, p. 1645–1652, Abr. 2011. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2010.10.009. Acesso em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061810005040>.