



UNIVERSIDADE
ESTADUAL DE LONDRINA

JOSÉ WILSON DOS SANTOS FERREIRA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS SOLO-
CIMENTO PARA APLICAÇÃO EM PAVIMENTOS**

Londrina
2019

JOSÉ WILSON DOS SANTOS FERREIRA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS SOLO-
CIMENTO PARA APLICAÇÃO EM PAVIMENTOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós- graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Raquel Souza Teixeira

Londrina
2019

JOSÉ WILSON DOS SANTOS FERREIRA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS SOLO-CIMENTO
PARA APLICAÇÃO EM PAVIMENTOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós- graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Raquel Souza Teixeira
Universidade Estadual de Londrina – UEL

Prof.^a Dr.^a Berenice Martins Toralles
Universidade Estadual de Londrina – UEL

Prof.^a Dr.^a Juliana Azoia Lukiantchuki
Universidade Estadual de Maringá – UEM

Prof. Dr. Jesner Sereni Ildefonso
Universidade Estadual de Maringá – UEM

Londrina, 13 de Fevereiro de 2019.

Dedico este trabalho aos meus avós José Francisco Ferreira (*in memoriam*) e Maria Josefa Ferreira (*in memoriam*), embora semianalfabetos, desde criança me encorajaram a acreditar no poder transformador da educação.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço aos meus pais, Silvana e Wilson José, pelo amor, apoio e incondicional esforço para concretização dos meus sonhos!

Ao meu irmão Mateus, pelas horas lúdicas e de descontração.

À minha orientadora, pelo voto de confiança e por todo conhecimento transmitido ao longo dessa jornada, sempre presente no momentos de dúvida, dificuldade e superação. Muitíssimo obrigado por tudo Professora Raquel, a tenho como exemplo profissional!

Aos membros da banca, por todos os comentários e apontamentos feitos, os quais trouxeram importantes contribuições para o trabalho final.

Aos amigos do Laboratório de Geotecnia: Flávia Gonçalves (doutoranda), Alana Dias (mestranda) e Renan Zanin (mestrando), formamos um QUARTETO FANTÁSTICO!!

Obrigado por proporcionarem um ambiente de pesquisa amigável, divertido e de partilha, nossos momentos juntos fazem parte das minhas melhores lembranças do mestrado (até mesmo as coletas de campo haha). Em especial, ao Renan pela ajuda durante os ensaios.

Ao José Augusto “Naja”, por me aguentar desde os tempos da graduação, sempre prestativo e solícito! Aprendi muito contigo no convívio na UEL e na república, graças a sua companhia, a árdua caminhada do mestrado se tornou mais agradável e alegre. Agradeço por toda ajuda e conselhos, não foram poucos! Muito obrigado!

À Leila Maria, por ter depositado sua fé em mim durante a graduação, quando nem eu mesmo acreditava que seria possível, você é um ser de luz!

Ao pessoal do NUDE, em nome da professora Berenice, por não terem medido esforços para viabilizar a realização dos ensaios de ultrassom! Agradeço também pela prestatividade em sanar dúvidas que apareceram durante a execução dos ensaios, muito obrigado, professora!

Ao Laboratório de Pavimentação da Universidade Estadual de Maringá, em nome do professor Jesner e técnica Lúcia, meu muito obrigado por terem abertos as portas para que eu pudesse realizar os ensaios de módulo resiliente.

As amigas construídas em Londrina durante o mestrado e as amigas “antigas”, não mencionarei os nomes para não correr o risco de me esquecer de alguém, mas saibam que moram em meu coração!

As Políticas de Demanda Social pelo fomento de bolsas de Pós-graduação, em especial, à Fundação Araucária.

Finalmente, deixo meu agradecimento a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para viabilizar essa conquista!

**“I DREAM IT, I WORK HARD
I GRIND ‘TILL I OWN IT”**
*Sang by **Beyoncé***

FERREIRA, José Wilson dos Santos. **Comportamento mecânico de misturas solos-cimento para aplicação em pavimentos**. 2019. 149 f Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2019.

RESUMO

Investigações laboratoriais do comportamento mecânico de misturas solo-cimento para aplicação em pavimentação ocorrem mediante a moldagem de inúmeros corpos de prova, os quais são rompidos em ensaios destrutivos, sem possibilitar a reutilização dos mesmos. Associado a isso, há a variabilidade quanto às dimensões dos corpos de prova empregados nos estudos de estabilização de solo, sem que seja verificado o seu efeito no comportamento das misturas. Frente a essa problemática, o presente estudo tem por objetivo verificar o efeito de teores (6, 7, 8, 9 e 10 %) e tipo de cimento (CP II Z-32 e CP V-ARI), tempo de cura (7 e 28 dias) e dimensão do corpo de prova (altura e diâmetro de 12,7 x 10,0 e 10,5 x 5,0 cm) no comportamento mecânico de misturas solo-cimento para emprego em pavimentos. Utilizando areia fina à média siltosa, foram realizados ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS), Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD), dosagem físico-química, Módulo Resiliente (MR) e ensaios não destrutivos de Velocidade de Pulso Ultrassônico (VPU). Tanto o aumento do teor de cimento quanto do tempo de cura resultou em incrementos exponenciais de resistência e VPU, apresentando maiores magnitudes para o cimento CP V-ARI. A metodologia de dosagem indicou boa correlação com os resultados de RCS ao efetuar ajuste no procedimento de ensaio. Foi constatado que variação da relação entre altura e diâmetro (H/d), para idênticos parâmetros de compactação, afeta o comportamento mecânico das misturas, independentemente das condições experimentais. Esse comportamento foi corroborado nas correlações estabelecidas entre RTCD e VPU, sendo atingidos $R^2 > 0,88$ para as misturas moldadas com $H/d \geq 2$. Acerca do módulo resiliente, ao empregar modelos de previsão foram obtidos ajustes deficientes, os quais podem estar relacionados às condições de compactação e cura. Ainda assim, a maioria dos resultados se enquadraram em faixa condizente com a literatura, possibilitando a sua utilização em anteprojetos de dimensionamento assente no novo método de dimensionamento de pavimentos, baseado na metodologia empírico-mecânica.

Palavras-chave: Solo-cimento. Resistência à compressão simples. Velocidade de pulso ultrassônico. Módulo resiliente. Materiais para pavimentação.

FERREIRA, José Wilson dos Santos. **Mechanical behavior of soil-cement mixtures for use in pavements**. 2019. 149 p. Dissertation (Master's degree in Civil Engineering) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2019.

ABSTRACT

Laboratory investigations of the mechanical behavior of soil-cement mixtures for application in paving occur through the molding of numerous test specimens, which are evaluated in destructive tests, without allowing their reuse. Associated to this, there is the variability in the dimensions of the specimens used in soil stabilization studies, without their effect on the behavior of the mixtures being verified. In view of this problem, the present study has the objective of verifying the effect of contents (6, 7, 8, 9 and 10 %) and cement type (CP II Z-32 and CP V-ARI), curing time (7 and 28 days) and size of the specimen (height and diameter of 12.7 x 10.0 and 10.5 x 5.0 cm) in the mechanical behavior of soil-cement mixtures for use in pavements. Using silt sand, tests of Unconfined Compression Strength (UCS), Indirect Tensile, Physical-chemical Dosage, Resilient Modulus (MR) and non-destructive tests of Ultrasonic Pulse Velocity (VPU) were carried out. Both the increase in cement content and the curing time resulted in exponential increases of resistance and VPU, presenting higher magnitudes for CP V-ARI cement. The methodology of dosage indicated a good correlation with the RCS results when adjusting the assay procedure. It was found that the variation of the ratio between height and diameter (H/d), for the same compaction parameters, affects the mechanical behavior of the mixtures, independently of the experimental conditions. This behavior was corroborated in the correlations established between tensile strength and VPU, reaching $R^2 > 0.88$ in the mixtures molded with $H/d \geq 2$. Regarding the resilient modulus, when using predictive models, poor adjustments were obtained, which may be related to the conditions of compaction and cure. Nevertheless, most of the results were within a range consistent with the literature, enabling its use in design projects based on the new pavement design method, supported on the empirical-mechanistic methodology.

Key words: Soil-cement. Unconfined compression strength. Ultrasonic pulse velocity. Resilient module. Paving materials.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Tensões aplicadas e deslocamentos sofridos ao longo dos ciclos de carga e descarga.....	36
Figura 2 – Demonstração do equipamento de ultrassom – Pundit Lab.....	39
Figura 3 – Resistência à Compressão Simples <i>versus</i> teor de cimento para 7 dias de cura.....	41
Figura 4 – Efeito do teor de umidade (ω) de moldagem sobre a resistência à compressão do solo cimento (q_u).....	44
Figura 5 – Variação da resistência à compressão simples (q_u) e resistência à tração (q_t) para misturas de areia-cimento compactadas em diferentes teores de umidade.....	45
Figura 6 – Relação porosidade e teor volumétrico de cimento na determinação da resistência à compressão simples (q_u).....	46
Figura 7 – Absorção de água após imersão de 4 horas <i>versus</i> resistência à compressão simples para teor de cimento de 7 %.....	47
Figura 8 – Relação entre a resistência à compressão de 2,8 x 5,6 polegadas com os cilindros de 2 x 2 e 4 x 4,6 polegadas.....	49
Figura 9 – Efeito da idade na resistência de vários solos estabilizados com 5 % de cimento.....	51
Figura 10 – Ganhos de resistência em função do tempo de cura: (a) resistência à compressão simples - RCS, (b) resistência à tração por compressão diametral – RTCD.....	52
Figura 11 – Vista frontal do local de coleta do solo.....	53
Figura 12 – Localização geográfica do sítio de coleta.....	54
Figura 13 – Perfil esquemático do subsolo do local de coleta das amostras.....	54
Figura 14 – Evolução média de resistência à compressão em relação ao tipo de Cimento.....	56
Figura 15 – Curva granulométrica dos cimentos CP II e CP V.....	57
Figura 16 – Fluxograma das etapas de desenvolvimento experimental.....	58
Figura 17 – Principais etapas de preparação do solo: a) coleta; b) secagem ao ar; c) destorroamento; d) armazenamento.....	59
Figura 18 – Etapa de sedimentação com e sem defloculante para análise granulométrica.....	60
Figura 19 – Ensaio de massa específica para os cimentos CP II e CP V.....	60

Figura 20 – Ábaco para classificação de solo no sistema de classificação MCT.....	62
Figura 21 – Procedimento para realização de dosagem físico-química: a) pesagem da massa de cimento; b) mistura à seco das porções; c) leitura do volume após 2 h de repouso	63
Figura 22 – Processo de compactação: a) homogeneização das frações secas; b) Mistura dos componentes úmidos; c) Equipamentos; d) Verificação da altura; d) Extrusão	64
Figura 23 – Moldagem das misturas para ensaio de MR: a) Equipamentos utilizados; b) Detalhe da adaptação; c) Corpo de prova extrudado e d) Acondicionado.....	66
Figura 24 – Configuração da prensa manual nos ensaios de compressão simples para os corpos de: (a) dimensão normal e (b) reduzida	67
Figura 25 – Montagem e ruptura para os corpos de prova na DN (a, b) e DR (c, d).....	68
Figura 26 – Ultrassom: a) Equipamento; b) Configurações do sistema; c) Ensaio.....	69
Figura 27 – Sequência de montagem: a) Posicionamento dos papéis filtro; b) Acomodação da membrana e cabeçote; c) Disposição dentro da célula triaxial e d) Fixação e ajustes dos LVDT	70
Figura 28 – Curva granulométrica do solo de Mandaguaçu com e sem uso de defloculante.....	73
Figura 29 – Curvas de compactação do solo puro.....	76
Figura 30 – Curvas de compactação com adição de 6 % de cimento CP II Z-32.....	76
Figura 31 – Curvas de compactação com adição de 7 % de cimento CP II Z-32.....	77
Figura 32 – Curvas de compactação com adição de 8 % de cimento CP II Z-32.....	77
Figura 33 – Curvas de compactação com adição de 9 % de cimento CP II Z-32.....	78
Figura 34 – Curvas de compactação com adição de 10 % de cimento CP II Z-32.....	78
Figura 35 – Curvas de compactação com adição de 6 % de cimento CP V-ARI	79
Figura 36 – Curvas de compactação com adição de 7 % de cimento CP V-ARI	79
Figura 37 – Curvas de compactação com adição de 8 % de cimento CP V-ARI	80
Figura 38 – Curvas de compactação com adição de 9 % de cimento CP V-ARI	80
Figura 39 – Curvas de compactação com adição de 10 % de cimento CP V-ARI	81
Figura 40 – Parâmetros de compactação das misturas utilizando cimento: a) CP II; b) CP V.84	
Figura 41 – Resistência à compressão simples para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II Z-32 em função do teor, dimensão e tempo de cura	87

Figura 42 – Resistência à compressão simples para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V-ARI em função do teor, dimensão e tempo de cura.....	87
Figura 43 – Influência da porosidade na RCS das misturas com adição de cimento CP II Z-32.....	89
Figura 44 – Influência da porosidade na RCS das misturas com adição de cimento CP V-ARI.....	89
Figura 45 – Absorção média das misturas ensaiadas à compressão em função do teor de cimento CP II Z-32, dimensão e tempo de cura	91
Figura 46 – Absorção média das misturas ensaiadas à compressão em função do teor de cimento CP V-ARI, dimensão e tempo de cura	91
Figura 47 – Relação entre a RCS para DR e DN, cimento CP II, aos 7 e 28 dias	93
Figura 48 – Relação entre a RCS para DR e DN, cimento CP V, aos 7 e 28 dias	93
Figura 49 – RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II em função do teor, dimensão e tempo de cura.....	95
Figura 50 – RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V em função do teor, dimensão e tempo de cura.....	95
Figura 51 – Influência da porosidade na RTCD das misturas com adição de cimento CP II.....	97
Figura 52 – Influência da porosidade na RTCD das misturas com adição de cimento CP V	97
Figura 53 – Absorção média das misturas ensaiadas à tração em função do teor de cimento CP II Z-32, dimensão e tempo de cura	98
Figura 54 – Absorção média das misturas ensaiadas à tração em função do teor de cimento CP V-ARI, dimensão e tempo de cura.....	98
Figura 55 – Relação entre a RT para DR e DN, cimento CP II, aos 7 e 28 dias.....	99
Figura 56 – Relação entre a RT para DR e DN, cimento CP V, aos 7 e 28 dias.....	99
Figura 57 – Velocidade de pulso das misturas com incorporação de cimento CP II Z-32.....	103
Figura 58 – Velocidade de pulso das misturas com incorporação de cimento CP V-ARI	103
Figura 59 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II Z-32, dimensão normal, curadas por 7 dias.....	104
Figura 60 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II Z-32, dimensão normal, curadas por 28 dias	104

Figura 61 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II Z-32, dimensão pequeno, curadas por 7 dias	105
Figura 62 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II Z-32, dimensão pequeno, curadas por 28 dias	105
Figura 63 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V-ARI, dimensão normal, curadas durante 7 dias	106
Figura 64 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V-ARI, dimensão normal, curadas durante 28 dias	106
Figura 65 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V-ARI, dimensão reduzida, curadas durante 7 dias	107
Figura 66 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V-ARI, dimensão reduzida, curadas durante 28 dias	107
Figura 67 – Gráfico 3D do modelo composto de MR para 6 % de cimento CP II Z-32	111
Figura 68 – Gráfico 3D do modelo composto de MR para 10 % de cimento CP II Z-32	111
Figura 69 – Gráfico 3D do modelo composto de MR para 6 % de cimento CP V-ARI	112
Figura 70 – Gráfico 3D do modelo composto de MR para 10 % de cimento CP V-ARI	112
Figura 71 – Ensaio 1 de dosagem físico-química em função do tipo e teores de cimento	115
Figura 72 – Ensaio 2 de dosagem físico-química em função do tipo e teores de cimento	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	– Teor de cimento sugerido para ensaio de compactação	33
Tabela 2	– Influência da adição de cimento nas propriedades de massa específica seca máxima e RCS	42
Tabela 3	– Influência da adição de cimento na massa específica seca máxima e RCS	42
Tabela 4	– Resistência à compressão simples (RCS) de tamanhos de corpo de prova diferentes para dosagem de 8 % de cimento	50
Tabela 5	– Caracterização Mineralógica do Solo de Mandaguaçu	55
Tabela 6	– Composição química dos cimentos	57
Tabela 7	– Resumo do programa experimental	71
Tabela 8	– Caracterização física dos materiais e limites impostos	72
Tabela 9	– Análise Granulométrica do solo de Mandaguaçu	73
Tabela 10	– Classificação do solo de acordo AASHTO, SUCS e MCT	74
Tabela 11	– Massa específica seca máxima do solo e das misturas com cimento CP II	82
Tabela 12	– Teor de umidade ótima do solo e das misturas com cimento CP II	82
Tabela 13	– Massa específica seca máxima do solo e das misturas com cimento CP V	83
Tabela 14	– Teor de umidade ótima do solo e das misturas com cimento CP V	83
Tabela 15	– Razão entre as resistências à tração e à compressão para as misturas realizadas com cimento CP II Z-32, dimensão normal	100
Tabela 16	– Razão entre as resistências à tração e à compressão para as misturas realizadas com cimento CP II Z-32, dimensão reduzida	100
Tabela 17	– Razão entre as resistências à tração e à compressão para as misturas realizadas com cimento CP V-ARI, dimensão normal	101
Tabela 18	– Razão entre as resistências à tração e à compressão para as misturas realizadas com cimento CP V-ARI, dimensão reduzida	101
Tabela 19	– Módulo Resiliente Médio para os teores de 6 e 10 % de cimento CP II e CP V.	109
Tabela 20	– Parâmetros de módulo resiliente para três modelos de previsão	110
Tabela 21	– Ensaio 1 de dosagem físico-química para as misturas com cimento CP II e CP V	114
Tabela 22	– Ensaio 2 de dosagem físico-química para as misturas com cimento CP II e CP V	114

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CNU	Coefficiente de Não Uniformidade
COPPE	Coordenadoria de Programas de Pós-Graduação em Engenharia
CV	Coefficiente de Variabilidade
DN	Dimensão Normal
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DR	Dimensão Reduzida
ISC	Índice de Suporte Califórnia
ITA	Instituto Tecnológico de Aeronáutica
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MCT	Miniatura, Compactada, Tropical
MPa	Mega Pascal
MR	Módulo Resiliente
N	Número de passadas do eixo padrão
NUDE	Laboratório de Desempenho em Edificações
PCA	Portland Cement Association
Ph	Potencial Hidrogeniônico
RCS	Resistência à Compressão Simples
RTCD	Resistência à Tração por Compressão Diametral
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
UEL	Universidade Estadual de Londrina
VPU	Velocidade de Pulso Ultrassônico

LISTA DE SÍMBOLOS

a/ci	-	Relação água/cimento
$a/ci_{m\acute{e}dia}$	-	Relação água/cimento média
Abs.	-	Absorção de água
Abs. Média	-	Absorção de água média
c'	-	Coefficiente de classificação do solo
d'	-	Coefficiente angular da reta
D_{10}	-	Diâmetro efetivo do solo
e	-	Índice de vazios
e'	-	Índice de classificação
GC	-	Grau de Compactação
H/d	-	Relação altura/diâmetro do corpo de prova
IP	-	Índice de Plasticidade
k_1, k_2, k_3	-	Constantes determinadas experimentalmente
L	-	Distância entre os pontos de acoplamento
LL	-	Limite de Liquidez
LP	-	Limite de Plasticidade
\emptyset	-	Diâmetro
Pi	-	Perda de massa por imersão
Sr	-	Grau de saturação de moldagem
S_{rup}	-	Grau de saturação na ruptura
t	-	Tempo de propagação
γ_d	-	Massa específica seca
$\gamma_{dm\acute{a}x}$	-	Massa específica seca máxima
γ_n	-	Massa específica natural
$\Delta\omega$	-	Desvio do teor de umidade
η	-	Porosidade
$\eta_{m\acute{e}dia}$	-	Porosidade média
ρ_s	-	Massa real dos grãos
σ_1	-	Tensão Principal Axial
σ_3	-	Tensão Confinante
σ_d	-	Tensão Desviatória
ω	-	Teor de umidade de moldagem
ω_{rup}	-	Teor de umidade na ruptura
$\omega_{\acute{o}t}$	-	Teor de umidade ótima

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	JUSTIFICATIVA	18
1.2	OBJETIVOS	19
1.3	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	19
2	REVISÃO DA LITERATURA	21
2.1	CLASSIFICAÇÕES DO SOLO	21
2.2	ESTABILIZAÇÃO DO SOLO.....	22
2.2.1	Estabilização Física.....	24
2.2.2	Estabilização Mecânica.....	25
2.2.3	Estabilização Química	26
2.3	SOLO-CIMENTO	27
2.3.1	Mecanismos de Interação Solo-Cimento	27
2.3.2	Solos Adequados para Estabilização com Cimento.....	29
2.3.3	Dosagem de Misturas Solo-Cimento.....	31
2.4	COMPORTAMENTO MECÂNICO DA MISTURA SOLO-CIMENTO	34
2.4.1	Resistência à Compressão Simples - RCS	34
2.4.2	Resistência à Tração - RT.....	34
2.4.3	Módulo de Resiliência - MR.....	35
2.4.4	Ultrassom.....	38
2.5	VARIÁVEIS RELEVANTES NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA MISTURA	39
2.5.1	Efeito do Teor de Cimento.....	41
2.5.2	Efeito do Teor de Umidade	43
2.5.3	Efeito da Porosidade	45
2.5.4	Efeito da Dimensão do Corpo de Prova	48
2.5.5	Efeito do Tempo de Cura.....	51
3	METODOLOGIA	53
3.1	MATERIAIS.....	53
3.1.1	Solo	53

3.1.2	Cimento.....	55
3.1.3	Misturas	57
3.1.4	Água.....	58
3.2	MÉTODOS	58
3.2.1	Preparação do solo.....	58
3.2.2	Caracterização Física do Solo e Cimento.....	59
3.2.3	Classificação do Solo	61
3.2.4	Dosagem Físico-Química.....	62
3.2.5	Determinação dos Parâmetros de Moldagem dos Corpos de Prova.....	63
3.2.6	Controle de Qualidade Adotado para a Compactação	65
3.2.7	Moldagem e Cura dos Corpos de Prova.....	65
3.2.8	Resistência à Compressão Simples	67
3.2.9	Resistência à Tração.....	68
3.2.10	Ensaio de Ultrassom	69
3.2.11	Módulo de Resiliência.....	70
3.4	RESUMO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	71
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	72
4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLASSIFICAÇÃO	72
4.2	CURVAS DE COMPACTAÇÃO DO SOLO E DAS MISTURAS	75
4.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO.....	85
4.3.1	Resistência à Compressão Simples (RCS)	86
4.3.2	Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD).....	94
4.3.3	Relação entre RTCD e RCS.....	100
4.3.4	Velocidade de Pulso Ultrassônico	102
4.3.5	Módulo Resiliente.....	108
4.4	DOSAGEM FÍSICO-QUÍMICA	113
5	CONCLUSÕES.....	117
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	119
	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	121
	APÊNDICES.....	133

1 INTRODUÇÃO

A escassez da disponibilidade de materiais naturais com características técnicas adequadas, associada a limitações impostas por especificações rodoviárias vigentes, faz com que o solo, matéria-prima vastamente utilizada em obras de pavimentação, frequentemente apresente propriedades que não se enquadram aos requisitos de projeto.

Sob essa ótica, além das alternativas de adequar o projeto às características do solo ou remover o material existente, com conseqüente substituição por outro com características desejáveis, há a possibilidade de alterar as propriedades do solo local por meio de técnicas de estabilização, minimizando os efeitos de perturbação ambiental que a exploração de uma nova jazida causaria, redução do custo com transportes e diminuição das emissões de gases poluentes.

Nesse sentido, merece destaque a técnica de estabilização química com adição de cimento, empregada no Brasil desde 1939, por meio da qual obtém-se melhorias no comportamento mecânico do solo, representado por ganhos de resistência, estabilidade volumétrica, diminuição de permeabilidade e compressibilidade, com conseqüente aumento da durabilidade.

Apesar de sua comprovada eficiência, tem sido constatada a existência de defeitos como trincas e fissuras nas camadas executadas com solo-cimento, tanto para as misturas executadas em centrais quanto *in loco*, as quais são atribuídas majoritariamente a retração do material e tensões de tração horizontal desenvolvidas nas fibras inferiores da camada estabilizada (SPECHT; CERATTI; CONSOLI, 2006; ALBUQUERQUE; MENDONÇA, 2017; NASCIMENTO; ALBUQUERQUE, 2018; FARHAN; DAWSON; THOM, 2018).

Grande parte dos trabalhos relacionados ao tema tem focado em quantificar a influência do teor de cimento, da porosidade e do teor de umidade em relação a Resistência à Compressão Simples (RCS) e Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD), na busca por metodologias de dosagem racionais (CONSOLI *et al.*, 2007; CONSOLI *et al.*, 2009; RIOS; FONSECA; BAUDET, 2012; STRACKE *et al.*, 2012; CANCIAN *et al.*, 2017). Todavia, a investigação da RCS e RTCD em misturas solo-cimento para aplicação em pavimentação ocorre a partir da moldagem de inúmeros corpos de prova, os quais são rompidos em ensaios destrutivos, sem possibilitar a reutilização dos mesmos.

Vinculado a isso, observa-se variabilidade quanto às dimensões dos corpos de prova empregados nessas pesquisas, sem que seja averiguado o efeito das dimensões na comparação entre os resultados.

Vale pontuar também, conforme exposto por Motta (2017), o desenvolvimento de um novo método de dimensionamento de pavimentos no Brasil, baseado na metodologia empírico-mecânica, emergindo na necessidade da realização de ensaios de carga repetida para análise dos mecanismos de deterioração e avaliação do desempenho estrutural.

Deste modo, fica evidente a relevância da realização de estudos focando em variáveis como tempo de cura, tipo de cimento e dimensão do corpo de prova (relação H/d) para investigação da RCS, RTCD, Velocidade de Pulso Ultrassônico (VPU) em ensaios não destrutivos e Módulo Resiliente (MR), a fim de fornecer subsídios técnicos e científicos acerca do melhoramento de solos para pavimentação, visando investigar de modo aprofundado suas potencialidades e limitações.

1.1 JUSTIFICATIVA

O setor de transporte é um dos principais agentes geradores de crescimento econômico para o Brasil, encarregado da movimentação de pessoas e mercadorias, a dinâmica complexa do setor promove a competitividade dos bens produzidos e renda disponível internamente.

Nesse cenário, o modo rodoviário é o principal agente responsável pelo escoamento da produção e deslocamento de pessoas no país, correspondendo por mais de 60 % do transporte de cargas e mais de 90 % dos deslocamentos de passageiros, onde o estado de conservação das rodovias impacta diretamente no desempenho econômico de uma região (CNT, 2018).

Apesar da relevância do setor, relatório da 23ª pesquisa da Confederação Nacional do Transporte (CNT) de Rodovias realizado em 2018, avaliando mais de 107 mil quilômetros em todo o país, constatou que 57 % das rodovias avaliadas possuem algum tipo de deficiência em relação ao estado geral, 50,9 % no tocante ao pavimento, 44,7 % relativo a sinalização e 75,7 % em relação a geometria da via, fatores esses que contribuem para ocorrência de acidentes, diminuem a eficiência energética dos veículos e avolumam a emissão de gases poluentes, produzindo custos socioeconômicos e ambientais.

Concernente aos materiais empregados na pavimentação, a carência de material natural adequado, somada aos defeitos oriundos da estabilização do solo com cimento, viabiliza a investigação de condições pouco exploradas, em que se citam o tempo de cura, tipo de cimento e relação H/d, em ensaios não destrutivos e de carga repetida, fundamental para o

aperfeiçoamento da técnica e, conseqüentemente, dimensionamento de estruturas rodoviárias mais eficientes, duráveis e seguras.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo verificar o comportamento mecânico de misturas solo-cimento para aplicação em pavimentação. Para atingir o objetivo geral, se estabelecem como objetivos específicos:

- a) Avaliar o comportamento mecânico em ensaios de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral para os teores de 6, 7, 8, 9 e 10 % de cimento CP II Z-32 e CP V-ARI, para os tempos de cura de 7 e 28 dias, em diferentes dimensões de corpos de prova;
- b) Quantificar a magnitude da relação entre a resistência à tração e resistência à compressão simples (RT/RCS);
- c) Investigar a existência de relação entre resistência a tração e velocidade de propagação de onda para todas as condições experimentais estudadas;
- d) Averiguar a influência do tipo e teor de cimento no comportamento resiliente da mistura;
- e) Verificar a aplicabilidade do método de dosagem físico-químico para previsão do teor mínimo de cimento para estabilização do solo em estudo.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Para o melhor entendimento deste trabalho, o mesmo foi estruturado em cinco capítulos, incluindo esta introdução, sendo descritos a seguir, sucintamente, o conteúdo de cada um deles:

O Capítulo 1 – INTRODUÇÃO trata da relevância e justificativa dessa dissertação, sendo apresentados os objetivos estabelecidos e organização do trabalho;

No Capítulo 2 – REVISÃO DA LITERATURA é abordado o estado da arte acerca do emprego de solo-cimento na pavimentação, dando ênfase nos fatores investigados no trabalho.

O Capítulo 3 – MATERIAIS E MÉTODOS abrange a metodologia adotada para que se pudesse atingir os objetivos propostos.

No Capítulo 4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO são apresentados os resultados de caracterização, classificação, dosagem físico-química e comportamento mecânico, com a sucessiva discussão.

O Capítulo 5 – CONCLUSÕES traz as principais conclusões obtidas ao longo do desenvolvimento deste trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

Ao final da dissertação encontram-se as REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS e os APÊNDICES.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Este capítulo apresenta uma revisão acerca do emprego de solo-cimento na pavimentação. Nesse âmbito, inicialmente discorre-se sobre os sistemas de classificação do solo e suas implicações ao serem utilizados em regiões de clima tropical. Na sequência é versado sobre as técnicas de estabilização, dando ênfase para a estabilização química com cimento. Posteriormente, aborda-se a influência das variáveis investigadas no trabalho perante o comportamento mecânico da mistura solo-cimento.

2.1 CLASSIFICAÇÕES DO SOLO

O solo, originado da decomposição das rochas através da ação intempérica de agentes físicos, químicos e biológicos, como variação de temperatura, ação da água, ataques químicos de hidratação, oxidação, lixiviação, entre outros, resulta em um material trifásico, composto por um meio sólido, líquido e gasoso, formando respectivamente por grãos e partículas de solo, água e ar.

Utilizado como material de construção e suporte na Engenharia, a complexidade na gênese e nas propriedades hidráulica, compressível e resistiva, ocasionou na necessidade de uma organização racional, em que solos com características e propriedades similares pudessem ser agrupados em conjuntos distintos. Dessa problemática surgiram os sistemas de classificação do solo, com o intuito de facilitar a identificação, prever o comportamento por meio do uso de correlações com outros solos já conhecidos ou ainda, orientar o programa de investigação necessário para estabelecimento de adequada análise.

Os dois principais sistemas de classificação do solo adotados atualmente são o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), desenvolvido por Casagrande (1948), e da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Ambas classificações foram idealizadas para aplicação na pavimentação, todavia, a classificação proposta por Casagrande teve sua aplicação expandida, utilizada também na engenharia de barragens.

Os dois sistemas de classificação são baseados na experiência norte-americana, em zonas de clima temperado, e levam em consideração as propriedades índices, compostas pela composição granulométrica e os limites de Atterberg.

Ao serem empregadas na pavimentação brasileira no século XX, alguns solos foram considerados inadequados segundo essas classificações tradicionais, embora a experiência

adquirida por meio da execução de trechos experimentais indicasse excelente desempenho quanto a resistência, expansibilidade e deformabilidade (BERNUCCI *et al.*, 2010). Dessa divergência, Nogami e Villibor (1980;1981) desenvolveram a metodologia MCT – Miniatura, Compactado, Tropical, empregada na classificação rodoviária de solos tropicais a partir de propriedades mecânicas e hidráulicas.

A classificação MCT difere os solos em dois grandes grupos: saprolítico e laterítico, sendo a primeira classe de solos resultante da desagregação *in situ* da rocha, mantendo de maneira perceptível a estrutura da rocha que lhe originou, ao passo que os solos lateríticos são caracterizados pela evolução pedogenética, oriunda do intenso processo de intemperismo, resultando em camadas de espessuras extensas, com elevada porosidade aparente e permeabilidade, apresentando cores predominantemente vermelha, amarela e marrom (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

Segundo os autores, solos lateríticos de granulação fina (argilosos ou arenosos) quando devidamente compactados, atingem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, pequena contração por perda de umidade, baixa permeabilidade, razoável coesão e pequena expansibilidade, possibilitando a sua utilização em bases e sub-bases de pavimentos de tráfego leve à médio, ainda que os sistemas de classificação tradicionais indicassem comportamento inadequado (FORTES; MERIGHI, 2003).

A exemplo disso, Santos, Specht e Pinheiro (2016), ao classificarem quatro solos comumente empregados em subleitos do Rio Grande do Sul pelos sistemas AASHTO (enquadrados entre os grupos A-6 e A-7-6) e MCT (comportamento laterítico argiloso – LG'), verificaram que para o primeiro sistema todos os solos apresentaram péssimo comportamento para subleito, enquanto que pela metodologia MCT esses solos apresentaram comportamento satisfatório, sendo confirmada sua possibilidade de utilização pelos resultados obtidos de ISC, expansão e módulo resiliente.

2.2 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO

Para ser empregado na pavimentação, o solo precisa cumprir os requisitos normativos estabelecidos para cada camada estrutural, a fim de resistir aos esforços provenientes do tráfego e do clima, como propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com economia, segurança e conforto (DNIT, 1981; BERNUCCI *et al.*, 2010).

Nesse sentido, as camadas de subleito e reforço do subleito, por mobilizarem menores tensões no processo de transmissão de cargas, são normalmente construídas a partir do solo

local, necessitando apenas do processo de compactação para cumprimento dos critérios de suporte e expansão.

No caso da camada de base, a normatização estabelece que o solo apresente Índice de Suporte Califórnia (ISC) igual ou superior a 60 % para um número de passadas do eixo padrão - N, máximo de 10^6 , valor esse que deve ser da ordem de 80 % para um N maior (DNIT, 1981; DNIT 2010).

Para solos *in natura* que não possuam características adequadas para as definições de projeto, além das opções de aceitar a limitação da jazida e adequar o projeto a ela, ou remover e substituir o solo por outro de melhor qualidade, há a alternativa de modificar as propriedades do solo, de maneira a criar um novo material capaz de atender as exigências de projeto, através de métodos de estabilização (INGLES; METCALF, 1972; NUNEZ, 1991; KOLLING; TROGELLO; MODOLO, 2012).

A estabilização consiste no processo de melhoramento do solo através da correção granulométrica, compactação ou adição de aditivos, ocorrendo redução do volume de vazios, diretamente relacionada com a porosidade, preenchimento parcial dos vazios que não podem ser eliminados na sua totalidade, modificação das características de permeabilidade e melhoramento das cimentações entre os grãos, promovendo maior contato entre eles e propiciando maior capacidade de distribuição das tensões (FOPPA, 2005; CONSOLI *et al.*, 2007).

Além de conferir ao solo maior resistência estável às cargas, ao desgaste ou à erosão, resultante de um incremento de coesão advinda da aglutinação ou cimentação dos grãos, a estabilização proporciona diminuição da permeabilidade, aumento da resistência mecânica, resistência à erosão e abrasão superficial, ocasionando aumento na durabilidade do material (HERZOG; MITCHELL, 1963; INGLES; METCALF, 1972; VARGAS, 1977).

Para Oliveira (1994) a estabilização pode ser orientada somente a duas características do solo: estrutura e textura, tendo como principais objetivos alcançar melhores características mecânicas de resistência à compressão, à tração e ao cisalhamento, promover ganhos de coesão e reduzir os efeitos de retração e expansão advindos da ação da água.

Entre os benefícios, Mukesh e Patel (2012) listam a substancial economia ao se utilizar o solo local em detrimento da remoção e consequente substituição por material de melhor qualidade, redução de atrasos relacionados ao clima, haja vista que a susceptibilidade dos solos diante das condições climáticas podem ser tratadas pela estabilização, eliminação de problemas incidentes no fornecimento de material, bem como redução de empréstimo de material na execução da camada de base da seção.

Em suma, a estabilização, realizada por tratamento artificial, por processos de natureza física, mecânica ou química, torna o solo estável para sua utilização, além de fazer com que a estabilidade permaneça sob as ações climáticas variáveis e ações de cargas exteriores (VIZCARRA; CASAGRANDE; MOTTA, 2013).

Em razão da grande variabilidade das propriedades dos solos, condições climáticas, de tráfego, nenhum método de estabilização se aplica genericamente a todos os solos, sendo a escolha direcionada para aqueles que respondam com eficiência a correção de suas propriedades, das quais cita-se a estabilidade volumétrica, resistência, permeabilidade e durabilidade (FELT, 1955; CROFT, 1967; INGLES; METCALF, 1972; AIBAN *et al.*, 1998).

2.2.1 Estabilização Física

O princípio desse método de estabilização é modificar as propriedades do solo quanto a sua textura. Entre as técnicas comumente utilizadas estão a adição de fibras e correção da curva granulométrica do solo (PEREIRA, 2012). Esta última propicia a ele maior variedade nos tamanhos das partículas e, por conseguinte, redução do volume de vazios.

Nesse processo, dosa-se uma mistura de dois ou mais materiais, permitindo que essa mistura, então, se enquadre na faixa granulométrica especificada. Soliz (2007) salienta que na prática, dos métodos de dosagem existentes, é correntemente empregado o método das tentativas, baseado em uma mistura íntima de diferentes proporções de materiais disponíveis até resultar em um material que cumpra as exigências de projeto.

Obtém-se, como produto final, um material mais denso, menos deformável, menos permeável e com maior resistência, provocado pelo melhor arranjo das partículas (PEREIRA, 2012; INGUNZA; PEREIRA; SANTOS JUNIOR, 2015).

Joel e Agbede (2011) verificaram o melhoramento de um solo laterítico proveniente da Nigéria, classificado como A-2-7 pelo sistema AASHTO, através da associação da estabilização física, mecânica e química, por meio de emprego de duas energias de compactação em uma mistura composta por percentuais de adição de areia e cimento em faixas compreendidas entre 15 a 60 % e 3 a 12 %, respectivamente.

Para promover efetiva estabilização do solo, avaliada por meio de ensaios de resistência à compressão simples, os autores constataram queda da quantidade requerida de cimento ao ser adicionada areia, reduzindo de 12 % para 3 e 6 %, ao ser misturado com 45 e 15 % de areia, respectivamente.

Outras técnicas de estabilização física envolvem tratamentos elétricos, eletro-osmose e tratamentos de secagem e congelamento na busca por melhorias nas características estruturais e drenantes.

2.2.2 Estabilização Mecânica

Para Soliz (2007), estabilizar mecanicamente um solo compreende desde a compactação do solo até o rearranjo das partículas, isto é, correção granulométrica.

De acordo com a norma DNIT-ES 141/2010, estabilizar granulometricamente o solo pode ser compreendido como adequar a capacidade resistente de materiais *in natura* ou misturas de materiais, por meio de emprego de energia de compactação adequada, de maneira a se obter um produto final com propriedades adequadas de durabilidade e estabilidade.

A compactação é a operação de aplicação de pressão, impacto ou vibração em um solo, resultando no aumento da massa específica aparente, proporcionado pelo contato mais íntimo das partículas constitutivas do material, pela expulsão de ar e conseqüente redução da porcentagem de vazios de ar. Geralmente, solos bem graduados apresentam curvas de compactação com um máximo pronunciado, enquanto que solos de graduação uniforme se caracterizam por curvas achatadas (DNIT, 2006).

Conforme demonstrado em estudo de Felt (1955) e Teixeira (2014b), o aumento da energia de compactação promove a redução dos vazios e força os grãos a estabelecer um melhor entrosamento, pressupondo ganhos de resistência mecânica.

Segundo Souza Junior (2005), os principais benefícios provindos da compactação são os aumentos de densidade, de resistência ao cisalhamento, de capacidade de suporte, além de reduzir o índice de vazios, a permeabilidade, a contração e a compressibilidade.

Outro fator relevante no melhoramento mecânico do solo é o tempo entre homogeneização e compactação da mistura, estudado por West (1959), Croft (1967), Osinubi e Nwaiwu (2006), Cancian *et al.* (2017). Além da queda do teor de umidade e de massa específica seca, os autores observaram decréscimos de resistência, visto que muitas das ligações cimentícias iniciais entre as partículas são quebradas durante o processo de compactação.

2.2.3 Estabilização Química

A estabilização química pode ser definida como a adição de uma ou mais substâncias químicas ao solo, com o propósito de gerar uma mudança no seu comportamento quanto a estabilidade e ao ganho de resistência. Secundariamente, essas mudanças podem influenciar também na permeabilidade e deformabilidade (BAHAR; BENAZZOUG; KENAI, 2004; HORPIBULSUK; BERGADO; LORENZO, 2004; RIOS; FONSECA; BAUDET, 2012).

A modificação das propriedades se dá através de reações físico-químicas entre os grãos e os materiais ou produtos adicionados bem como pela criação de uma matriz que cimenta ou envolve os grãos, podendo ainda resultar na criação de novos materiais (HANDY; 1958; HERZOG; MITCHELL, 1963). Vale ressaltar que a estabilização química é uma alternativa empregada quando a estabilização mecânica não é suficiente para atender os parâmetros solicitados em projeto.

Os agentes estabilizantes correntemente empregados, conforme a literatura, são as cinzas volantes, emulsão asfáltica, cal e cimento Portland (PARSONS; MILBURN, 2003; CONSOLI *et al.*, 2009; CONSOLI; DALLA ROSA; SALDANHA, 2011; KLINSKY; FURLAN; FABBRI, 2012; FERREIRA *et al.*, 2014; SU *et al.*, 2017; FIROOZI *et al.*, 2017; CANCIAN *et al.*, 2017).

Para Pereira (2012) a estabilização química mais utilizada é de solo-cimento, em que o cimento promove ganhos de resistência no solo, através de reações pozolânicas e sílica ativa presente no solo. O autor argumenta que a escolha preferencial pelo cimento em detrimento da cal é devida a resistência ser atingida em idades inferiores e pela estabilização com cimento abranger maior variedade de solos.

Estudo de Rocha e Rezende (2017) corroboram essa observação, verificando que a estabilização química de um solo pedregulho-siltoso laterítico da região Centro-Oeste apresentou maiores resultados de RCS para a adição de cimento em comparação com iguais teores de adição de cal para 7 e 28 dias de cura.

A escolha entre os métodos de estabilização de solos ou associação deles para uso rodoviário, seja por aditivos químicos ou estabilização mecânica, pode sofrer influência de vários fatores, como: características dos possíveis estabilizantes, finalidade da obra, propriedades do solo quando instável e condição econômica para realização do empreendimento.

A seguir, discorre-se com maior detalhamento sobre a técnica de estabilização química com adição de cimento, foco deste trabalho.

2.3 SOLO-CIMENTO

Empregado principalmente na pavimentação, até 2013, mais de 25.000 km foram executados com essa tecnologia, segundo dados da ABCP (2013). Outras utilizações são em revestimento de canais, diques, reservatórios e barragens de terra, estabilização e proteção superficial de taludes, camadas de fundações, alvenarias de tijolos e blocos prensados, ou painéis de paredes monolíticas para construção de moradias (ABIKO, 1980).

Diversas nomenclaturas são atribuídas a adição química de cimento Portland ao solo, sendo os termos solo melhorado, solo modificado, solo tratado, solo artificialmente cimentado, solo estabilizado e mistura solo-cimento correntemente utilizados.

O critério para adoção de uma ou outra designação é baseado no grau de alteração das propriedades do solo em função da quantidade de agente cimentante adicionado (CONSOLI; DALLA ROSA; SALDANHA, 2011). Segundo o DNIT (2006), solo melhorado com cimento compreende teores de cimento da ordem de 2 a 4 % em relação a massa de solo seca, visando prioritariamente a modificação do solo em relação a sua plasticidade e sensibilidade água, sem cimentação acentuada. Por outro lado, a mistura solo-cimento conta com teores de 6 a 10 % em massa, resultando em um produto endurecido, cimentado, de acentuada rigidez a flexão.

Adições de cimento acima de 10 % estão restritas ao custo desse serviço, assim como prevenção do efeito deletério de trincamento por retração, conforme alerta Ingles e Metcalf (1972).

2.3.1 Mecanismos de Interação Solo-Cimento

A princípio, a fundamentação teórica acerca dos mecanismos responsáveis pelo incremento de resistência do solo estabilizado com cimento, ao longo do tempo de cura, baseava-se na experiência com o concreto, sendo o solo considerado inerte (CROFT, 1967).

Estudos seguintes, realizados por Handy (1958), Herzog e Mitchell (1963), Moh (1965), entre outros, evidenciaram que os componentes do solo participavam ativamente do processo, demonstrando que o complexo processo de estabilização do solo-cimento ocorre também por intermédio de interações entre os argilominerais do solo com os componentes do cimento, como silicato dicálcico ($2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$) e tricálcico ($3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$), e em menores proporções, aluminato tricálcico ($3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) e ferroaluminato tetracálcico ($4 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$), na presença de água.

Esses mesmos componentes podem ser reescritos, conforme a química do cimento, como C_2S , C_3S , C_3A e C_4AF , respectivamente, em que as notações C, S, A, F e H representam o CaO , SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 e H_2O (DOUBLE; HELLAWELL; PERRY 1978).

Os mecanismos de interação da estrutura solo-cimento, segundo Herzog e Mitchell (1963), são desencadeados por reações primárias e secundárias, responsáveis pelos ganhos de resistência inicial e à longo prazo. De acordo com Janz e Johansson (2002), o ganho rápido de resistência mecânica é viabilizado pelo cimento, devido a cerca de 60 % desse estabilizante reagir até o 7º dia, ao passo que as reações pozolânicas ocorrem mais lentamente e correspondem ao ganho de resistência à longo prazo.

Inicialmente ocorrem as reações de hidrólise e hidratação do cimento, promovendo reações de endurecimento da pasta de cimento, principalmente por efeito da hidratação dos silicatos (C_2S e C_3S). Moh (1965) explica que associado a essa fase, ocorre a liberação de cal (hidróxido de cálcio), reagindo com componentes químicos da parte não inerte do solo. Além disso, há alterações de pH da água dos poros e dos componentes químicos formados anteriormente pela hidratação do cimento.

Portelinha (2008) alerta que o processo de hidratação do cimento é bastante complexo, de maneira que são desencadeadas várias reações químicas simultâneas e interferentes umas nas outras. Segundo o autor, a velocidade, distribuição e formação de produtos hidratados está condicionada ao tamanho dos grãos de cimento, temperatura, quantidade de água disponível e procedimentos de mistura.

O produto final é um gel coloidal de silicatos de cálcio hidratados com composição e estruturas bastante indefinidas, principal responsável por aglomerar os grãos de cimento que não reagiram, produtos cristalinos de hidratação e os grãos de solo (HERZOG; MITCHELL, 1963; DOUBLE; HELLAWELL; PERRY, 1978; ABIKO, 1980; PORTELINHA, 2008).

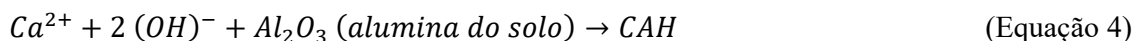
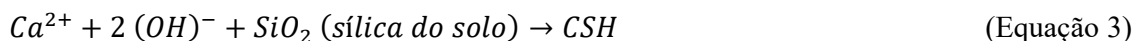
Double, Hellowell e Perry (1978) explicam que o silicato tricálcico está associado ao endurecimento presente durante os primeiros estágios de hidratação, nas primeiras idades, enquanto que o silicato dicálcico reage mais vagarosamente, promovendo desenvolvimento contínuo de resistência, que pode ser estendida por meses até anos.

Além do endurecimento da mistura, a liberação de cal nas reações de hidratação do cimento e hidrólise originam um meio alcalino, o qual altera os argilominerais do solo, resultando nas reações secundárias, compreendidas por troca de íons, floculação, carbonatação, reações pozolânicas e formação de novos materiais (ABIKO, 1980).

O mecanismo de alteração se dá a partir do íon livre de cálcio e do hidróxido de cálcio; o primeiro converte a argila para a forma cálcica e intensifica a floculação iniciada com a adição

de cimento, enquanto que o segundo, ao atacar os minerais de argila e os componentes amorfos, dissolve a sílica e alumina, que reagem com o íon de cálcio, precipitando material de cimentação adicional (MOH, 1965).

Ao estudar a natureza das reações envolvendo os minerais quartzo e caulinita estabilizados com cal, silicato tricálcico e cimento Portland, Moh (1965) apresentou o esquema de reação para um sistema solo-cimento. As Equações 1 e 2 representam as reações primárias de hidratação e hidrólise, respectivamente, enquanto as Equações 3 e 4 exemplificam os mecanismos de reações secundárias, compreendidas por reações pozolânicas.



Essas substâncias cimentantes oriundas das reações secundárias, ao serem formadas sobre a superfície das partículas de argila ou em sua vizinhança, causam a cimentação dos grãos de argila floculados nos pontos de contato, favorecendo o desenvolvimento de fortes ligações entre a pasta de cimento hidratado e as partículas de argila cobertas pelos grãos de cimento, promovendo incremento de resistência na mistura (ABIKO, 1980).

2.3.2 Solos Adequados para Estabilização com Cimento

Praticamente todo tipo de solo pode ser estabilizado quimicamente com cimento, com ressalva aos materiais altamente orgânicos, com elevada presença de sais, argilas com elevada plasticidade e solos arenosos de fraca reação (INGLES; METCALF, 1972; ACI COMMITTEE 230, 1990).

Solos com elevados teores de matéria orgânica, devido a composição dessa matéria, essencialmente formada por ácidos húmicos e húmus, elevam o teor de água do solo, aumentam a porosidade e contribuem para um caráter ácido do solo, inibindo a resistência da mistura

(AXELSSON; JOHANSSON; ANDERSSON, 2002; TEIXEIRA, 2014a; CONSOLI *et al.*, 2015).

Clare e Sherwood (1954), investigando o efeito da matéria orgânica na resposta mecânica da mistura de solo-cimento, pontuam que os componentes orgânicos podem ser agrupados em inativo ou levemente ativo, ativo e muito ativo, mediante sua habilidade de reduzir a resistência a compressão simples aos sete dias de cura.

Os autores sugerem que o decréscimo de resistência é ocasionado pelo retardamento do endurecimento da mistura, consequência da retenção dos íons de cálcio liberados na hidrólise pela matéria orgânica, apresentando a adição do cloreto de cálcio como solução para suprir a concentração dos íons de cálcio nos estágios iniciais de hidratação.

Também, o excesso de sais, principalmente sulfatos, podem retardar ou impedir a apropriada hidratação do cimento na mistura (INGLES; METCALF, 1972). Blanco-Varela *et al.* (2005) descrevem que íons de sulfato e carbonato, em meio aquoso, reagem com o gel C-S-H em pasta de cimento hidratada, formando a taumasita. De acordo com os autores, esse processo implica na destruição do gel, principal agente responsável pelas propriedades adesivas e resistência mecânica do cimento hidratado.

Lopes (2002) explica que quase todos os tipos de solo podem ser estabilizados com cimento, porém, os solos economicamente empregáveis se limitam aqueles que necessitem de teores de cimento relativamente baixos e cuja execução, em larga escala, seja bastante facilitada.

Por outro lado, a Associação Brasileira de Cimento Portland expõe que os solos com fração areia compreendida entre 45 e 50 % são os mais adequados para este fim, por proporcionarem misturas de maior durabilidade.

Nesse processo, solos com impurezas orgânicas não são recomendados, visto que inibem a hidratação do cimento, sendo tolerado teores de matéria orgânica da ordem de 2% (INGLES; METCALF, 1972; LOPES, 2002).

Ao estudar a influência da composição mineralógica do solo na estabilização com cimento, Croft (1967) verificou que solos caulíníticos e ílíticos são mais suscetíveis a esse tipo de estabilização, ao compará-los com solos formados por quantidades expressivas de argilominerais expansivos. Além disso, foi observado que o teor de cimento requerido no processo está relacionada com a porção de argila presente no solo.

Bernucci *et al.* (2010) advertem que se a porção de argila no solo for muito alta poderá demandar um teor muito elevado de cimento e ficar altamente oneroso, além de apresentar muita retração. Entretanto, Segantini (2000) menciona que os solos devem ter uma quantidade

mínima de fração fina, uma vez que a resistência inicial do solo-cimento é proveniente da coesão dessa fração fina compactada.

Bryan (1988), ao desenvolver um gráfico delimitando zona de adequabilidade para 15 solos estabilizados com a mesma porcentagem de cimento, a partir de critérios de resistência, densidade e durabilidade, observou que solos com alto teor de argila ou excessiva quantidade de silte se mostraram impróprios para a estabilização.

Carbelon (2008) ressalta que os solos ou misturas de solos necessitam apresentar determinadas características para serem aplicados na mistura, sendo essas avaliadas por meio de ensaios de caracterização física, como granulometria e limites de liquidez e plasticidade.

2.3.3 Dosagem de Misturas Solo-Cimento

A dosagem das misturas solo-cimento tem como objetivo identificar uma combinação adequada e econômica dos constituintes da mistura, verificada inicialmente em laboratório, a partir de misturas experimentais e, depois de comprovados os requisitos técnicos, serem utilizadas em campo com os menores custos possíveis.

Em oposição a versatilidade de aplicações da mistura, Consoli *et al.* (2007) e Consoli *et al.* (2010) argumentam que ainda não são utilizadas metodologias de dosagem baseadas em critérios racionais, tal qual para o concreto, em que a relação água/cimento desempenha papel fundamental na obtenção da resistência requerida.

Norling (1963) elucida que os métodos de dosagem de solo-cimento tiveram origem nas pesquisadas laboratoriais realizadas pelos departamentos rodoviários estaduais norte-americanos, incentivadas pela Portland Cement Association (PCA) na década de 1930, por meio das quais foram desenvolvidos métodos de dependência e previsão usados para determinar fatores interferentes na qualidade da mistura, com a sucessiva padronização desses testes pela American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO (antiga AASHO) e American Society for Testing and Material - ASTM.

Dos métodos correntes no Brasil, tem-se o método simplificado da ABCP, o método da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e o método físico-químico, desenvolvido pelos pesquisadores Casanova e Ceratti, na Coordenadoria de Programas de Pós-Graduação em Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

O método simplificado da ABCP baseia-se no método geral de dosagem da PCA, feitas algumas considerações de maneira a diminuir o tempo de duração dos ensaios, principalmente

dos ensaios de durabilidade, mediante correlações entre os resultados desse ensaio com outro de execução mais rápida (ABCP, 2004).

O fundamento do procedimento segue a constatação de que um solo arenoso, com determinada granulometria e massa específica seca máxima, demandará quantidade de cimento equivalente ao estabelecido pelo critério de perda de massa no ensaio de durabilidade, quando este atingir resistência à compressão, aos sete dias, superior a um valor mínimo preestabelecido, assente na estatística de um banco de dados.

A aplicação dessa metodologia, constituída por ábacos, distingue-se entre os métodos A e B, sendo o primeiro aplicável a solos que não contenham partículas com tamanho superior a 4,8 mm, caso contrário, segue-se o procedimento B.

Independentemente do método, a dosagem é constituída por:

- A) Ensaio de identificação e classificação dos solos;
- B) Ensaio de compactação do solo-cimento;
- C) Determinação da resistência à compressão simples (RCS) aos sete dias de cura;
- D) Comparação entre a resistência média obtida nos corpos de prova e a resistência mínima admissível para o solo em questão.

Semelhantemente, o método de dosagem descrito pela ABNT NBR 12253/2012 associa a durabilidade da camada estabilizada a uma resistência mínima fixa de 2,1 MPa, a ser obtida aos sete dias de cura, em corpos de prova compactados na energia normal, aplicável a solos classificados de acordo com método D 3282 da AASHTO como A-1, A-2, A-3 e A-4, contendo 100% de material passante na peneira de abertura de 76 mm e no máximo 45% de material retido na peneira de 4,8 mm.

A dosagem segue os procedimentos de seleção do teor de cimento, sugeridos na Tabela 1, ensaios de compactação e de compressão simples, a partir do qual é feita a verificação quanto a resistência mínima normatizada.

Tabela 1 - Teor de cimento sugerido para ensaio de compactação

Classificação do solo, segundo a ASTM D 3282	Teor de cimento sugerido, em massa (%)
A-1-a	4
A-1-b	4
A-2	5
A-3	7
A-4	7

Fonte: NBR 12253/2012

Da tentativa de simplificar a metodologia de dosagem de cimento adveio o método físico-químico, em virtude da grande quantidade de amostras, tempo relativamente longo de execução e necessidade de pessoal técnico para realização de ensaios de caracterização, moldagem e resistência requeridos pelos procedimentos vigentes até então (RODRIGUES, 1992).

A metodologia é baseada na interação elétrica entre as partículas de argila e de cimento, onde as partículas de cimento se comportam na mistura como carregadas eletricamente, conseqüentemente, aumentam a condutividade elétrica da massa de solo-cimento compactada. A interação entre elas, somada a hidratação do cimento ocasiona mudanças físico-químicas rápidas no sistema, produzindo variações volumétricas consideráveis quando a mistura é suspensa em água. Nessa perspectiva, o teor de cimento que proporcionar a maior variação volumétrica serve como indicativo de mistura estável que conduzirá à estabilização completa do solo (RODRIGUES, 1992).

Basso *et al.* (2003) aplicaram a metodologia de dosagem físico-química em misturas de solo-cimento para solos típicos do noroeste do Paraná, originados do arenito Caiuá e basalto, para diferentes profundidades de coleta dos solos. Em linhas gerais, o estudo indicou que os solos provenientes do arenito Caiuá requerem teores mínimos de adição de cimento entre 4 a 6 % para a estabilização, ao passo que os solos de perfis típicos do basalto demandam de 8 a 10 %. Segundo os autores, a elevação do teor de cimento necessária para estabilização se deve ao caráter argiloso dos solos originários do basalto, em comparação daqueles extraídos da formação Caiuá, tipicamente arenosos.

Maia (2008) aplicou o método físico-químico para avaliar a atividade pozolânica de resíduo industrial petroquímico aditivado, por meio do qual o autor determinou os teores de

máxima eficiência das adições estudadas, refinando os dados por meio de ensaios de resistência à compressão não confinada.

2.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DA MISTURA SOLO-CIMENTO

2.4.1 Resistência à Compressão Simples - RCS

No que concerne a estabilização do solo com cimento, a resistência à compressão simples e a resistência aos ciclos de secagem e molhagem, assim como de gelo e degelo nos países de clima temperado, são os indicadores mais comuns do comportamento e qualidade da mistura (INGLES; METCALF, 1972; PORBAHA; SHIBUYA; KISHIDA, 2000; FOPPA, 2005; XUAN *et al.*, 2012).

Foppa (2005) argumenta que os ensaios de resistência à compressão simples têm sido utilizados em grande parte dos programas experimentais relatados na literatura, tanto para verificar a efetividade da estabilização quanto avaliar fatores que exerçam influência sobre a resposta mecânica do material. De acordo com o autor, a experiência acumulada com esse ensaio na área de concreto, a simples e rápida execução, confiabilidade, baixo custo e ampla difusão no meio técnico são as principais razões associadas à sua utilização.

2.4.2 Resistência à Tração - RT

Floss (2012) sugere que além da resistência à compressão, o comportamento mecânico dos solos cimentados precisa ser estudado sob a ótica da resistência à tração, assim como do comportamento de deformação e rigidez do solo. Na visão do autor, a determinação da relação entre as resistências à tração e à compressão se mostraria um excelente mecanismo para compreensão e comparação entre diferentes materiais disponíveis para uso na prática.

A respeito da importância da resistência à tração em misturas de solo-cimento utilizadas na pavimentação, Nunez (1991) relata que se um pavimento composto por esse material romper sob o carregamento de uma roda, a ruptura é originada por tensões de tração na base da placa carregada ou por tensões superficiais distantes da carga.

Foppa (2005), Carbelon (2008), Consoli, Dalla Rosa e Fonini (2009), explicam que em um sistema onde o solo-cimento foi executado como camada compactada sobre um solo de

baixa capacidade de suporte, a ruptura geralmente acontece por tração na base da camada estabilizada.

Dos métodos de determinação de resistência à tração de materiais estabilizados, estudos sugerem a realização de ensaios indiretos por meio da tração na flexão em corpos de prova em forma de vigota e tração na compressão diametral. Embora o primeiro se apresenta como mais representativo da situação de campo (CERATTI,1991), a disseminação da avaliação da resistência à tração por compressão diametral se deve a facilidade de execução do ensaio, sucedendo em resultados mais conservadores quando comparados a resistência à tração na flexão.

Consonante a essa ideia, Kennedy e Hudson (1968) argumentam que o teste de tração indireta, medida através da compressão diametral, apresenta como vantagens a simplicidade, forma de amostra e equipamento semelhantes aos utilizados nos testes de compressão, ruptura pouco afetada pelas condições de superfície, baixo coeficiente de variação dos testes e aplicação satisfatória da teoria de Mohr para expressar as condições de ruptura de materiais cristalinos frágeis, como o concreto. Como desvantagem, os autores citam que as condições de carregamento não se assemelham às condições de carregamento de campo, assim como a teoria deste teste se mostra mais complexa do que para os testes de tração direta e flexão.

Em estudo de Clough *et al.* (1981), a resistência à tração por compressão diametral de uma areia cimentada resultou em um valor equivalente a 10 % da resistência do material à compressão simples.

Das óticas abordadas em estudos de solo-cimento voltados à RT, Stracke *et al.* (2012) verificaram a influência da porosidade e dos teores de cimento e umidade em uma areia; Sanbonsuge *et al.* (2017) estudaram o efeito da umidade inicial e do tempo de cura para solo classificado como A-2-4 (AASHTO); Cardoso, Ribeiro e Néri (2017) investigaram os efeitos das ligações químicas com a evolução do tempo de cura, para solo areno-siltoso, com variação da relação água/cimento.

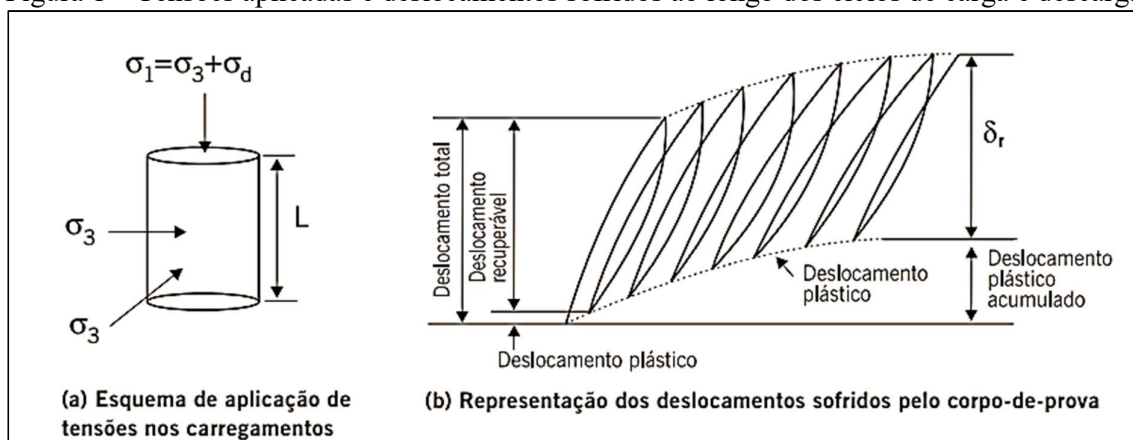
2.4.3 Módulo de Resiliência - MR

De acordo com Bernucci *et al.* (2010), os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais empregados na pavimentação tiveram início na década de 1930 com Francis Hveem, relacionando as deformações recuperáveis com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Hveem (1955) foi o responsável por adotar o termo resiliência, expressando a energia

armazenada em um corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações.

Diferentemente do módulo de elasticidade, conhecido também como módulo Young ou módulo de deformabilidade, determinado estaticamente, a obtenção do módulo de resiliência se dá através da atuação de cargas de maneira repetida em ciclos dinâmicos de carga e descarga, conforme exemplificado na Figura 1.

Figura 1 – Tensões aplicadas e deslocamentos sofridos ao longo dos ciclos de carga e descarga



Fonte: Bernucci *et al.*, 2006.

Para além do dimensionamento semi-empírico do DNIT, baseado no Índice de Suporte Califórnia (ISC), expansão e coeficientes de equivalência estrutural, ao empregar camadas de solo-cimento, o conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais, como o módulo de resiliência, permite uma abordagem mecanicista de dimensionamento, correlacionando o comportamento elástico das camadas para cálculo de tensões e deformações geradas pelas cargas com a previsão do desempenho de estruturas perante os mecanismos de deterioração.

Nos solos, o módulo de resiliência depende do estado de tensões aplicadas, isto é, está relacionado à tensão desviatória (σ_d) e tensão confinante (σ_3) a que o solo está sujeito, apresentando ainda comportamentos distintos entre os solos coesivos e granulares.

Diversos são os modelos que correlacionam as tensões aplicadas para cálculo do MR dos solos com constantes determinadas experimentalmente, ainda assim, não existem modelos intrínsecos ao solo, estando o conjunto de dados passível a um grande número de equações que tenham coeficientes de correção ajustados eventualmente, para um determinado material ou ensaio (MEDINA; MOTTA, 2015). Para solos granulares, o módulo depende sobretudo da tensão confinante, o qual cresce conforme acréscimo do confinamento (Equação 5).

$$MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \quad (\text{Equação 5})$$

Nos solos finos, o módulo depende sobremaneira da tensão desvio, sendo desenvolvido por Svenson (1980) um modelo potencial em função da tensão desvio (Equação 6), diferentemente do modelo bilinear proposto por Hicks (1970), o qual apresenta dificuldade para definição do ponto de transição de comportamento, conforme Medina e Motta (2015).

$$MR = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \quad (\text{Equação 6})$$

Outro modelo bastante utilizado na literatura, estabelecido por Macêdo (1996), considera as tensões desvio e confinante simultaneamente, denominado por modelo composto (Equação 7).

$$MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3} \quad (\text{Equação 7})$$

No caso de solos estabilizados com cimento ou cal, Balbo (2007) relata que o módulo resiliente tende a ser constante, independentemente do nível de tensões, devido a cimentação das partículas (Equação 8). Ainda assim, Disfani *et al.* (2014), estudando mistura de resíduos da construção civil e brita estabilizada com cimento para aplicação na pavimentação, identificaram que o aumento da tensão confinante resultou em acréscimos no valor do módulo de resiliência, demonstrando, para o material investigado, a não ocorrência de comportamento linear constante.

$$MR = k_1(\text{constante}) \quad (\text{Equação 8})$$

Onde:

MR: módulo de resiliência (MPa);

k_1 , k_2 e k_3 : constantes dos modelos;

σ_3 : tensão confinante (MPa);

σ_d : Tensão desviatória (MPa).

Nascimento (2017) e Nascimento e Albuquerque (2018), verificando o desempenho à fadiga de camada de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC) por meio de ensaios laboratoriais e monitoramento de trecho na BR-101/SE, também obtiveram resultados de

módulo de resiliência com uma clara dependência da tensão desvio. Ademais, os autores identificaram um significativo crescimento do módulo com o aumento do tempo de cura.

Constatação semelhante foi relatada por Oliveira e Motta (2013), ao adicionarem teores de 3 e 5 % de cimento em saibro arenoso com quartzo e cascalho de quartzo laterítico, classificados pelo sistema AASHTO como A-1-B e A-2-4, respectivamente. Utilizando o modelo composto para obtenção das constantes experimentais, os autores verificaram que diferentemente do solo laterítico, a dosagem com 5 % de cimento não resultou em ganhos significativos de resistência para o saibro, quando comparado com o teor de 3 %.

2.4.4 Ultrassom

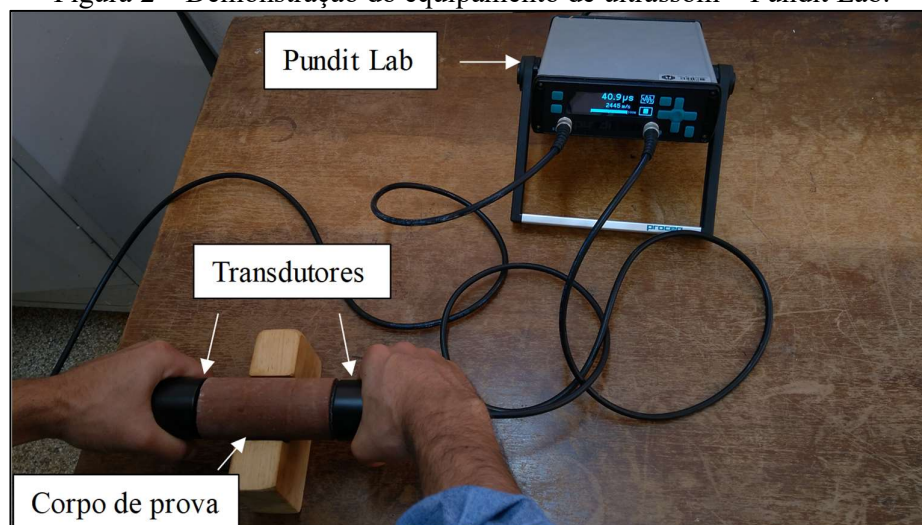
A utilização de ensaios não destrutivos na avaliação do desempenho do concreto é prática bem estabelecida, sendo a técnica de propagação de ondas ultrassônicas utilizada há mais de 40 anos, de acordo com Matusinovic, Kurajica e Sipusic (2004). Além da aplicabilidade em avaliações do estado de estruturas de concreto, tais como pontes, barragens e túneis, estudos de Voigt, Sun e Shah (2006) e Toralles-Carbonari *et al.* (2010), correlacionaram o comportamento mecânico de composições diferentes de concreto com os resultados obtidos através de ensaios ultrassônicos.

A investigação de características como homogeneidade, descontinuidades, defeitos, trincas e fissuras pela passagem de onda ultrassônica baseia-se no princípio da propagação de ondas elásticas, onde um transdutor converte impulsos elétricos em ondas acústicas com frequência acima de 20 kHz, as quais são transmitidas ao interior do material analisado, sendo captadas por um segundo transdutor, o qual converte os sinais em impulsos elétricos novamente (Figura 2).

A partir da velocidade de propagação da onda no material, a qual será menor quanto menos homogêneo for o material, pesquisas desenvolvidas com a matriz solo têm objetivado determinar constantes elásticas assim como correlacionar as propriedades físicas e mecânicas a partir do ultrassom, seja para aplicação em estudos de barragens, aterros, camadas estruturais de pavimentos ou, mais correntemente, habitações populares (YESILLER *et al.*, 2001; HILBRICH; SCULLION, 2007; MILANI, 2008; MILANI; FREIRE, 2008; DIAS, 2012; MANDAL; TINJUM; EDIL, 2016; SARRO, 2017; ITOMAN *et al.*, 2017).

Yesiller *et al.* (2001) estudaram a viabilidade de se empregar testes ultrassônicos para avaliar o comportamento de misturas estabilizadas, obtendo correlações satisfatórias entre a resistência à compressão simples e a velocidade de propagação da onda.

Figura 2 – Demonstração do equipamento de ultrassom – Pundit Lab.



Fonte: autor.

A respeito da determinação do módulo de resiliência no dimensionamento empírico-mecânico de pavimentos, Hilbrich e Scullion (2007) defendem a utilização de ensaios ultrassônicos associados a fatores de correção obtidos de reta comparativa entre ambos ensaios, argumentando a rapidez, simplicidade e menor custo, quando comparado aos ensaios laboratoriais convencionais. Para isso, o ensaio resiliente precisa ser executado sem confinante, conforme explicação de Nazarian *et al.* (2005).

Mandal, Tinjum e Edil (2016) verificaram aumento da velocidade da onda de ultrassom com o aumento da densidade, tempo de cura e quantidade de adição, ao estudarem a correlação entre a resistência à tração na flexão e módulo obtido do ensaio não destrutivo em solos granulometricamente diferentes estabilizados com cimento, obtendo coeficiente de correlação (R^2) de 0,89. Os autores explicam que a escolha da análise na flexão foi feita em decorrência da solicitação a qual está submetida a camada cimentada em campo.

2.5 VARIÁVEIS RELEVANTES NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA MISTURA

Conforme orientação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT-ES 143/2010, a mistura solo-cimento, ao ser empregada em camada de base de pavimento, deve apresentar resistência à compressão simples de 2,1 MPa aos sete dias de cura. O valor mínimo de resistência está atrelado a garantia de durabilidade diante de variações climáticas ao longo da vida do pavimento.

Sob a perspectiva de Porbaha, Shibuya e Kishida (2000) existem inúmeros fatores que podem influenciar na resistência de solos artificialmente cimentados, sendo elencado:

- Propriedades físico-químicas do solo: granulometria, mineralogia, teor de umidade, teor de matéria orgânica e pH;
- Tipo e quantidade do agente estabilizador e presença de aditivos;
- Condições de compactação e cura: relação água/cimento, tempo de mistura e período de cura;
- Métodos de amostragem e ensaios.

Do mesmo modo, Felt (1955) cita o tipo e composição química do solo, teor de cimento e água adicionados, densidade na qual a mistura é compactada e o tempo para mistura dos componentes antes da compactação, como os fatores mais influentes no comportamento da mistura de solo-cimento.

Clough *et al.* (1981), estudando o efeito da cimentação de solos arenosos no comportamento de taludes, observaram que o comportamento é fortemente influenciado pela quantidade de agente cimentante, densidade da areia, pressão confinante e distribuição granulométrica.

Lorenzo e Bergado (2004), ao estabelecer a relação índice de vazios/teor de cimento pós cura como representativa na caracterização da resistência e compressibilidade de uma argila estabilizada com cimento, consideraram o efeito do tempo de cura, teor de umidade e teor de cimento da mistura.

A estrutura do material compactado, como descrita por Xuan *et al.* (2012), é governada principalmente pelo tipo de solo, sua graduação e grau de compactação. Acerca desse último agente, os autores explicam que a matriz é controlada pelo teor de cimento, de finos, de umidade, tempo e condições de cura.

Segundo Moretti *et al.* (2013), a magnitude dos ganhos de resistência em solos tratados com cimento é influenciada por inúmeros fatores, os quais podem ser agrupados em quatro categorias: propriedades do agente estabilizante, características e condições do solo, condições de mistura e condições de cura.

Em vista da importância desses elementos no comportamento mecânico da mistura de solo-cimento, nos itens subsequentes será dado maior detalhamento àqueles fatores que tenham relação com as variáveis apreciadas neste trabalho.

2.5.1 Efeito do Teor de Cimento

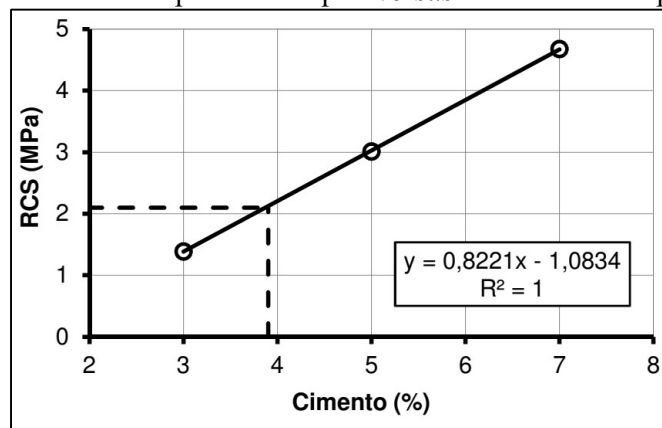
A tendência de adições de cimento ocasionarem crescentes incrementos de resistência à compressão simples foi demonstrada em diversos trabalhos da literatura (FELT, 1955; FELT; ABRAMS, 1957; AIBAN *et al.*, 1998; FOPPA, 2005; CONSOLI *et al.*, 2007; FONINI, 2012; SANBONSUGE, 2013; CANCIAN, 2013; CANCIAN, 2017; ROCHA; REZENDE, 2017).

Aiban *et al.* (1998) analisaram a estabilização química com cimento de um solo A-1-a (classificação AASHTO) com elevado potencial de deterioração ao ser utilizado em camada de pavimento. Aos sete dias de cura, os autores obtiveram ganhos de resistência mais efetivos para os percentuais de 3 e 5 %, em comparação ao aumento inexpressivo de resistência para o traço de 7 %, evidenciando crescimento não-linear.

Diferentemente desses autores, Schnaid, Prietto e Consoli (2001) obtiveram uma relação linear entre os teores de cimento e as resistências à compressão simples das amostras.

Sanbonsuge *et al.* (2017), verificando o comportamento mecânico da mistura de solo-cimento realizada com um solo classificado como A-2-4, a partir das condições de umidade higroscópica e de campo, obtiveram incrementos de resistência linear para os teores de 3, 5 e 7 % de cimento, conforme Figura 3.

Figura 3 – Resistência à Compressão Simples *versus* teor de cimento para 7 dias de cura



Fonte: Sanbonsuge *et al.* (2017)

Felt (1955), avaliando a quantidade e o tipo de cimento da mistura na resistência à compressão simples de solos de diferentes classes texturais, averiguou que as maiores resistências foram obtidas para os solos arenosos (A-2-6) em comparação com os siltosos (A-4-D), para os mesmos teores de adição de 6, 10 e 14 % de cimento.

Além disso, o estudo comprovou que para as idades de cura iniciais, as resistências foram consistentemente maiores para o cimento de alta resistência inicial em comparação com o cimento comum, assim como para a maioria dos casos com cura de 60 dias.

De acordo com Bryan (1988), aumentos nos teores de estabilizante e energia de compactação não promovem mudanças de magnitudes similares em todas as propriedades da mistura de solo-cimento, argumentando que a densidade não é tão afetada por variações nos teores de cimento quanto a resistência.

Dados de Teixeira (2014b), verificando a estabilização de um solo laterítico argiloso (A-5) com cimento, para emprego em camada de pavimento, ratificam a observação feita por Bryan (1988), conforme Tabela 2. Vale salientar que a RCS no solo sem adição de cimento não foi realizada devido à instabilidade após a fase de imersão.

Tabela 2 – Influência da adição de cimento nas propriedades de massa específica seca máxima e RCS.

Teor de adição (%)	Massa específica seca máxima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$)	RCS (MPa)
0 (Solo puro)	1,592	-
5	1,526	0,41
10	1,554	1,57
15	1,568	2,36

Fonte: Adaptado de Teixeira (2014b).

O mesmo comportamento foi noticiado por Cancian (2013), Cancian (2017) e Cancian *et al.* (2017), ao investigarem a influência do tempo entre mistura e compactação na resistência à compressão simples de um solo laterítico areno-argiloso (A-2-4), estabilizado com teores de 6, 7, 8, 9 e 10 % de cimento CP II Z-32, não obstante a queda de resistência entre os teores de 6 e 7 % (Tabela 3).

Tabela 3 – Influência da adição de cimento na massa específica seca máxima e RCS.

Teor de adição (%)	Massa específica seca máxima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$)	RCS (MPa)
0 (solo puro)	1,95	-
6	1,84	2,18
7	1,90	2,16
8	1,92	2,19
9	1,93	2,24
10	1,95	2,37

Fonte: Adaptado de Cancian (2013), Cancian (2017) e Cancian *et al.* (2017).

Huang e Airey (1998), trabalhando com uma faixa significativa de densidades para adições de cimento entre 5 e 20 %, acrescentam que a influência da cimentação diminui à proporção que a densidade da amostra aumenta, tanto para resistência à compressão como para a resistência à tração. Os autores explicam que no caso da compressão, o aumento da densidade contribui para uma melhoria no atrito e intertravamento das partículas, ao passo que na tração a redução do efeito do cimento é consequência de as partículas de cimento preencherem os vazios em detrimento de contribuírem uniformemente para uma ligação interpartículas.

2.5.2 Efeito do Teor de Umidade

Assim como o teor de cimento, o teor de umidade desempenha papel fundamental no comportamento do produto, tanto pela hidratação do cimento e desencadeamento de reações pozolânicas na mistura (Item 2.3.1), quanto pela lubrificação dos grãos e partículas do solo durante o processo de compactação, favorecendo a trabalhabilidade e acomodação da parte sólida em um arranjo mais compacto.

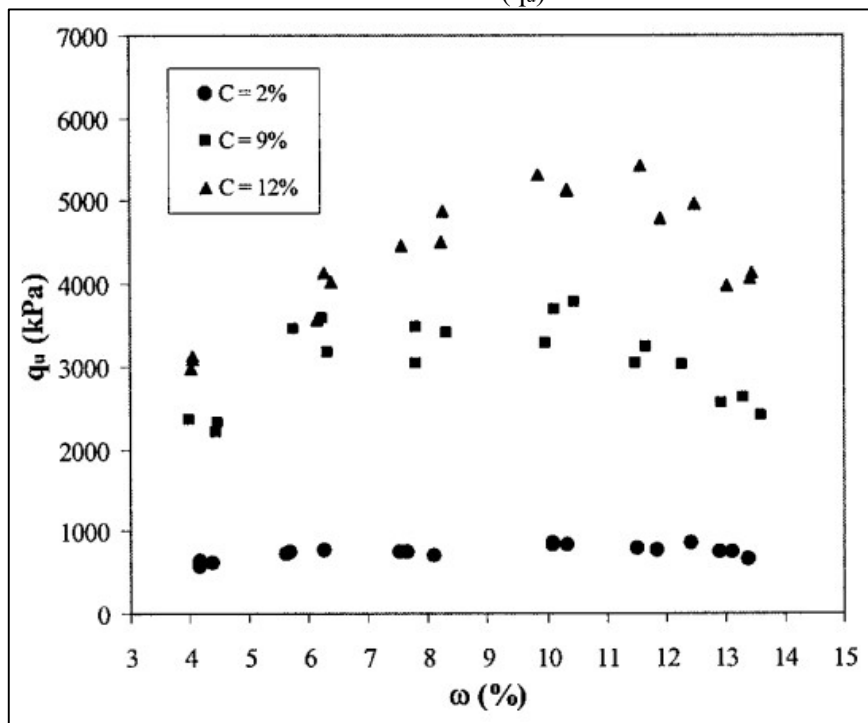
Variações do teor de umidade sobre a resistência de solos arenosos, siltosos e argilosos foram estudadas por Felt (1955), por meio de ensaios de durabilidade e compressão simples, a partir dos quais o autor observou que amostras de argila e silte compactadas abaixo da umidade ótima de compactação ocasionaram grandes perdas de massa, diferentemente daquelas amostras compactadas com umidade acima da ótima, que apresentaram baixa perda de massa.

Em relação aos solos arenosos ensaiados, um teor de umidade levemente inferior ao ótimo resultou em menores perdas de massa nos testes de durabilidade e nas máximas resistências à compressão simples, de maneira geral.

Consoli *et al.* (2007), ao fixarem a massa específica da mistura e variar o teor de umidade de moldagem e de cimento, constataram um aumento de resistência com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual houve um decréscimo de resistência (Figura 4). Ao plotar esses dados através da relação água/cimento, não foi possível estabelecer relação, visto que os dados apresentaram comportamento disperso entre si.

Os autores explicam que a mudança na resistência possivelmente está relacionada com a estrutura criada durante a moldagem, em que a quantidade de água adicionada desempenhou papel fundamental na formação da estrutura.

Figura 4 – Efeito do teor de umidade (ω) de moldagem sobre a resistência à compressão do solo cimento (q_u).



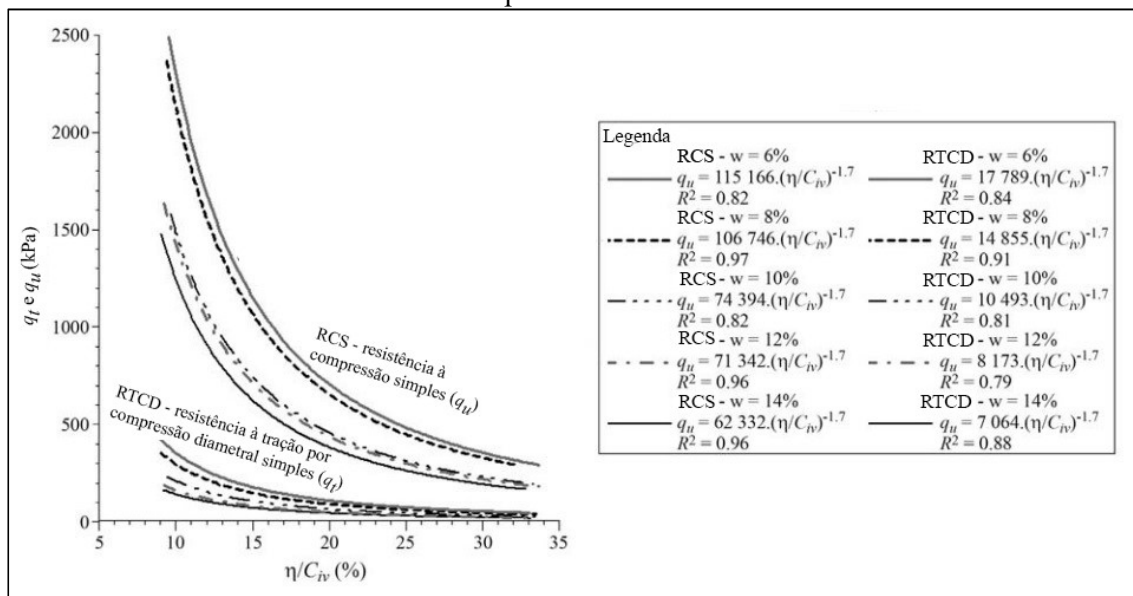
Fonte: Consoli *et al.* (2007).

Comportamento semelhante foi reportado por Ribeiro, Néri e Cardoso (2016), ao verificarem a influência da relação entre os teores de umidade e de cimento na resistência à compressão simples. Ademais, os autores afirmam que independente dessa relação, a RCS será sempre maior quanto maior for o teor de cimento.

A respeito de solos argilosos estabilizados com cimento, estudo de Horpibulsuk, Miura e Nagaraj (2005) demonstrou que a resistência da mistura é governada pela quantidade de água e cimento, em que a relação da quantidade de água da argila pelo teor de cimento é geralmente empregada como parâmetro de determinação (RIOS; FONSECA; BAUDET, 2012).

Stracke *et al.* (2012) avaliaram a influência da umidade de moldagem (6, 8, 10, 12 e 14 %) nas resistências à compressão e à tração de uma areia fina uniforme artificialmente cimentada (3, 5, 7 e 9 %), moldada com diferentes índices de vazios (0,65; 0,73; 0,81), obtendo incrementos de resistência para ambas resistências ao reduzir o teor de umidade de compactação da mistura (Figura 5).

Figura 5 – Variação da resistência à compressão simples (q_u) e resistência à tração (q_t) para misturas de areia-cimento compactadas em diferentes teores de umidade.



Fonte: Adaptado de Stracke *et al.* (2012)

Os autores julgam que o cimento contendo menos água durante a mistura apresentará menos poros na mistura cimento-água, resultando em ligações cimentícias mais fortes. Conclusão semelhante foi obtida por Porbaha, Shibuya e Kishida (2000), os quais alertam que aumento de umidade reduz a resistência à compressão, independentemente do teor de cimento da mistura.

Ademais, Stracke *et al.* (2012) observaram uma razão entre a resistência à tração e resistência à compressão de 13 % para todos os teores ensaiados, independentemente da relação entre a porosidade e teor de cimento ou do teor de umidade, corroborando os resultados obtidos por Consoli *et al.* (2010) estudando o mesmo solo.

2.5.3 Efeito da Porosidade

Para o solo-cimento, a mistura de água e aglomerante, denominada pasta, é insuficiente para ocupar todos os vazios e revestir todas os grãos e partículas, assim como a compactação não consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-cimento-água-ar, resultando em vazios no material.

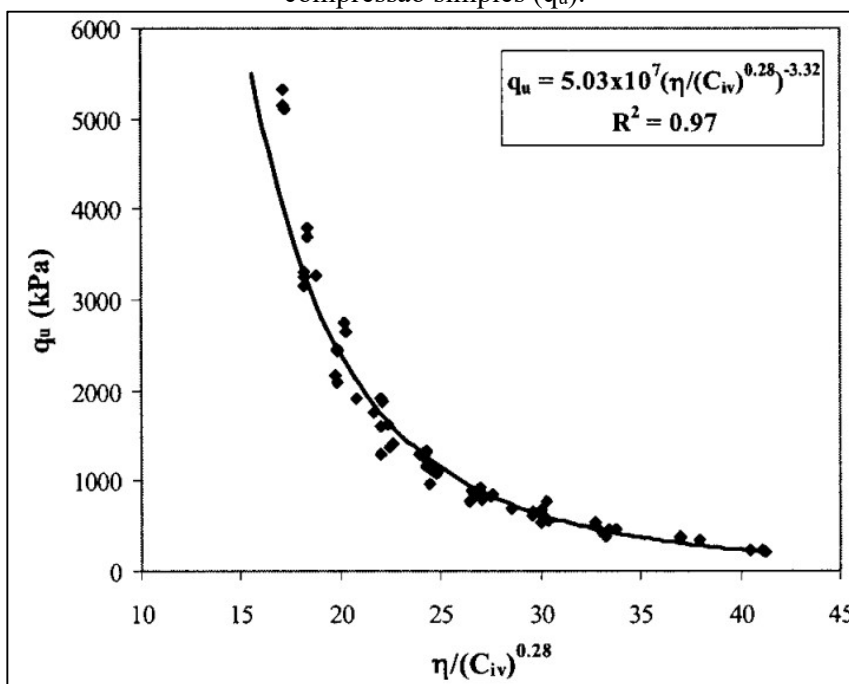
Diversos trabalhos demonstraram ganhos de resistência ante a diminuição do volume de vazios, representada pela porosidade (FELT, 1955; CLOUGH *et al.*, 1981; FOPPA, 2005; CONSOLI *et al.*, 2007; VITALI, 2008; CONSOLI *et al.*, 2009; CANCIAN, 2013).

Consoli *et al.* (2007), investigando o efeito de variáveis-chave no controle da resistência de uma areia cimentada, independentemente do teor de cimento adicionada, constataram ganhos significativos de resistência ao reduzir a porosidade do material. Incrementos de 2,6 vezes na resistência à compressão simples foram obtidos com diminuição de oito pontos percentuais na porosidade.

Ismail *et al.* (2002) estabeleceram relação exponencial entre o teor de cimento e a resistência à compressão simples para diferentes agentes cimentantes, empregando a mesma massa específica seca, a fim de verificarem o efeito de diferentes tipos de cimento no comportamento cisalhante de um solo calcário, tendo como variáveis independentes a densidade e resistência para todos os cimentos testados.

Diferentemente desses autores, Consoli *et al.* (2007) determinaram a relação da resistência à compressão simples a partir das variáveis volume de vazios e teor de cimento, construída a partir da porosidade e teor de cimento volumétrico, oferecendo um ajuste satisfatório dos dados experimentais ($R^2=0,97$) a partir da utilização de um expoente igual a 0,28 no equacionamento $[(\eta/C_{iv})^{0,28}]$, o qual está relacionado ao tipo de material utilizado (Figura 6).

Figura 6 – Relação porosidade e teor volumétrico de cimento na determinação da resistência à compressão simples (q_u).



Fonte: Consoli *et al.* (2007).

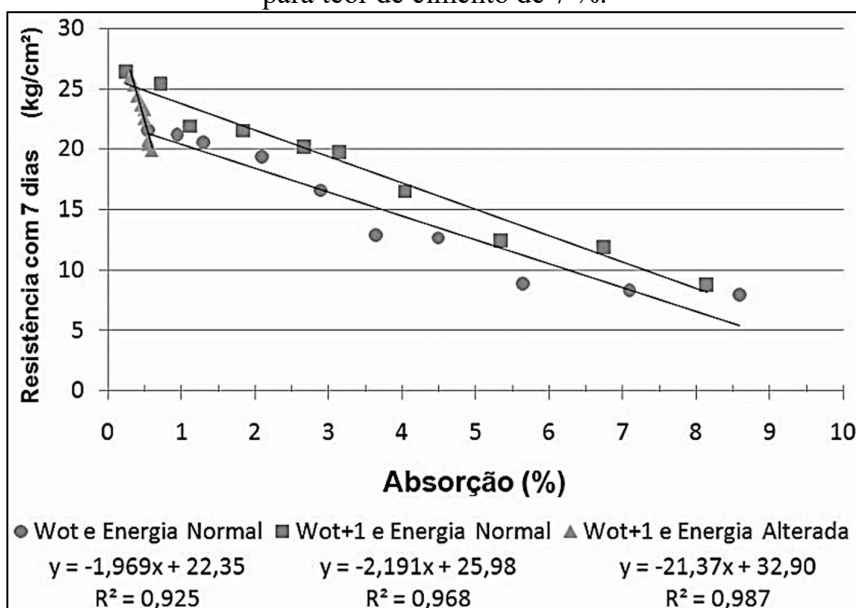
Vitalli (2008), ao estudar a influência da composição da mistura de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência de um solo residual de granito proveniente de Porto (Portugal), observou que a razão entre porosidade e teor volumétrico de cimento com expoente de 0,21 ofereceu bom ajuste na indicação de resistência.

A respeito desse expoente de ajuste, investigação de Rios *et al.* (2013) evidenciou que seu valor sofre influência da distribuição granulométrica, e em maior proporção, da forma das partículas e composição mineralógica. Em comparação de duas areias uniformes, a presença de quartzo ou micas resultou em distintos valores para o expoente.

Rios, Fonseca e Baudet (2012) empregaram a relação estabelecida por Consoli *et al.* (2007) na avaliação do comportamento compressível do solo, sugerindo que essa correlação se mostrou um poderoso parâmetro para descrever o comportamento de solos arenosos. Os autores observaram que cada índice testado resultou em uma reta de compressão única, sendo essa paralela a do solo em estado natural. Além disso, a diminuição da relação provocou maior distanciando entre a retas dos solos cimentados e sem cimento.

Cancian (2013) demonstrou em seu estudo que o aumento no tempo para compactação da mistura solo-cimento resulta em aumento da porosidade, medida indiretamente pela absorção de água e, conseqüentemente, decréscimos de resistência (Figura 7). Pode-se observar ainda que a variação da energia provoca mudanças na resistência ao longo do tempo, da mesma forma que a realização da compactação no teor de umidade ótima + 1%.

Figura 7 – Absorção de água após imersão de 4 horas versus resistência à compressão simples para teor de cimento de 7 %.



Fonte: Cancian (2013).

2.5.4 Efeito da Dimensão do Corpo de Prova

Embora não seja listado como um dos fatores que afetam a resposta mecânica de solos estabilizados com cimento, variações nas dimensões da amostra são observadas em diversos estudos (FELT, 1955; FELT; ABRAMS, 1957; CONSOLI *et al.*, 2007; CONSOLI *et al.*, 2010; CANCIAN *et al.*, 2015; CANCIAN, 2017). Eventualmente, esse fator possibilita estruturas diferentes para as mesmas condições de dosagem, desencadeando comparações menos acuradas entre os valores obtidos, além de resultar em coeficientes sub ou sobre dimensionados, no caso da aplicação desse material como camada de base na pavimentação.

Para avaliar a resistência de misturas de solo-cimento feitas com solos arenosos, siltosos e argilosos, Felt (1955) utilizou corpos de prova de 2 x 2 polegadas (5,08 x 5,08 cm). Segundo o autor, essas amostras com tamanho relativamente pequeno se mostraram adequadas para os solos relativamente finos ensaiados, sem material retino na peneira com abertura de 4,75 mm. O pesquisador ressalta que não existia método padronizado pela AASTHO à época de realização desses ensaios.

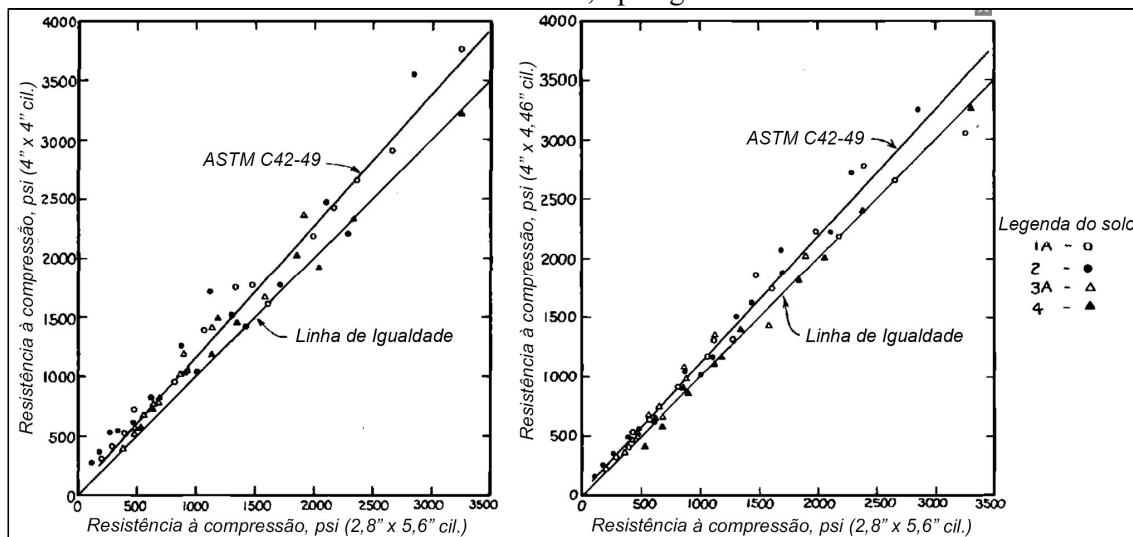
Felt e Abrams (1957), avaliando a resistência de misturas de solo-cimento para quatro solos de texturas diferentes, variaram o tamanho dos moldes, com altura e diâmetro de 5,08 x 5,08; 14,2 x 7,1; e 11,7 x 10,2 cm, mantendo fixo os parâmetros de compactação. O tamanho de 10,2 cm de altura por 7,1 cm de diâmetro, como descrito pelos autores, foi extensamente pesquisado, a fim de que se desenvolvessem uma moldagem uniformemente densificada.

Ao correlacionar os resultados dos dois outros moldes por aqueles obtidos através do tamanho padrão, os autores identificaram que a maioria dos corpos de prova ensaiados ficaram dentro de uma faixa limitada por uma primeira linha indicando igualdade na resistência e uma segunda indicando a relação baseada na razão entre altura e diâmetro da amostra, proposta método C 42-49 da ASTM, empregado para ensaios de compressão e flexão de concretos (Figura 8).

Em estudos realizados no Brasil, Consoli *et al.* (2007) e Consoli *et al.* (2010) empregaram corpos de prova de 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro nas análises dos parâmetros que controlam a resistência à compressão e tração de areias artificialmente cimentadas, ao passo que Cancian (2013), Cancian (2017) e Cancian *et al.* (2017), estudando a mistura de solo-cimento para aplicação em camadas de pavimento, utilizaram moldes de 12,7 cm de altura e 10 cm de diâmetro, mesmo tamanho empregado por Reis *et al.* (2015) estudando o uso de solo, cimento e resíduos de construção e demolição para a pavimentação. Ainda que todos os autores tenham realizado ensaio segundo normativas vigentes, a comparação de resultados entre eles

pode levar a interpretações errôneas, caso não seja considerado o efeito da variação das dimensões do corpo de prova empregado.

Figura 8 – Relação entre a resistência à compressão de 2,8 x 5,6 polegadas com os cilindros de 2 x 2 e 4 x 4,6 polegadas.



Fonte: Adaptado de Felt e Abrams (1957).

O método de ensaio NBR 12770/1992, referente a determinação da resistência à compressão não confinada de solos coesivos, tais como argilas ou solos cimentados saturados, restringe a dimensão dos corpos de prova em um diâmetro mínimo de 3,5 cm. Também, institui que a maior dimensão do maior grão contido no molde deve ser menor que um décimo do seu diâmetro, propondo que a relação altura-diâmetro (H/d) esteja compreendida entre 2 e 2,5.

No método de ensaio 202/1994 do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (outrora DNER) é estipulado que os corpos de prova a serem utilizados na determinação da resistência à compressão simples sejam moldados em cilindros com altura de 12,7 cm e diâmetro interno de 10 cm, equivalente ao cilindro empregado no ensaio de compactação Proctor Normal.

Conforme o método padrão D 1633 – 00 da ASTM (2007), relativo ao ensaio de resistência à compressão de amostras de solo-cimento usando moldes cilíndricos, alturas e diâmetros de 11,6 x 10,2 cm (método A) e 14,2 x 7,1 cm (método B) podem ser utilizadas, dependendo da existência ou não de partículas retidas nas peneiras de 4,75 e 19,0 mm.

Além disso, é especificado que o molde empregado no método A, em função da razão entre altura e diâmetro (1,25) oferece medidas menos rigorosas de resistência à compressão, além de fornecer valores maiores do que aqueles determinados pelo método B. Em virtude da maior relação desse último método (2,0), o mesmo fornece uma melhor medida de resistência,

uma vez que reduz as condições complexas de tensões que podem ocorrer durante o cisalhamento das amostras empregadas no método A.

A norma detalha ainda que é costumeiro especificar o tipo de método empregado, em atenção ao método A ser comumente mais usado na determinação da resistência, assim como sugere a correção da resistência, conforme a relação entre as duas dimensões.

O método D 1632 – 96 da ASTM/2002, relativo a moldagem e cura de misturas de solo-cimento para teste de compressão e flexão em laboratório de acordo com o método B da norma D 1633-00 (2007), estabelece que as amostras sejam cilíndricas com razão entre altura e diâmetro de 2. O método regulamenta corpos de prova com 14,2 cm de altura e 7,1 cm de diâmetro, porém, sinaliza que o mesmo procedimento possa ser usado para moldar amostras maiores ou menores.

Ao analisar os resultados obtidos por Cancian *et al.* (2015) e Cancian (2017) utilizando a dosagem de 8 % de cimento em relação a massa seca para um mesmo solo, utilizando corpos de prova com altura e diâmetro de 10,5 x 5 cm e 12,7 x 10 cm, respectivamente, observa-se nítida mudança na resposta mecânica da mistura, em função do tempo para compactação (Tabela 4). Os corpos de prova moldados com dimensões respeitando a razão mínima de 2 entre altura e diâmetro foram responsáveis pelas maiores resistências.

Ainda que a velocidade de aplicação de carga tenha sido diferente, 0,45 e 1,27 mm.min⁻¹ para as dimensões 10,5 x 5 e 12,7 x 10 cm, é constatado proximidade nas variações dos valores de resistência entre as duas dimensões de moldagem, fornecendo indícios de uma possível razão entre os tamanhos das amostras e seu comportamento mecânico.

Tabela 4 – Resistência à compressão simples (RCS) de tamanhos de corpo de prova diferentes para dosagem de 8 % de cimento.

Dimensões do cilindro – cm (altura x diâmetro)	Tempo para compactação (minutos)					
	0	15	30	45	60	120
	Resistência à compressão simples média (kg.cm ⁻²)					
10,5 x 5	37,5	34,9	34,5	33,4	31,7	27,3
12,7 x 10	21,9	21,3	21,2	20,9	19,2	13,6
ΔRCS	15,6	13,6	13,3	12,5	12,5	13,7

Fonte: Adaptado de Cancian *et al.* (2015) e Cancian (2017).

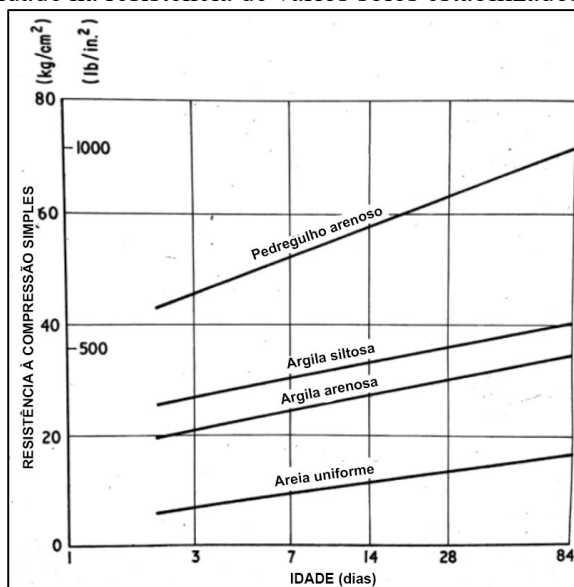
2.5.5 Efeito do Tempo de Cura

A variável tempo de cura se revela um fator benéfico para ganhos de resistência mecânica da mistura em função do tempo, ocasionado pelo endurecimento do cimento e pelas reações pozolânicas que ocorrem à longo prazo, já demonstrada pela literatura (FELT, 1955; FELT; ABRAMS, 1957; INGLES; METCALF, 1972; AIBAN *et al.*, 1998; PORBAHA; SHIBUYA; KISHIDA; 2000; FERNANDES, 2012; ROCHA; REZENDE, 2017; SANBONSUGE *et al.*, 2017).

Felt e Abrams (1957) observaram que todos os solos investigados por eles apresentaram aumentos de resistência e de módulo de elasticidade conforme o aumento do teor de cimento e do tempo de cura nas misturas de solo-cimento.

Corroborando os resultados dos autores, Ingles e Metcalf (1972) relacionaram a resistência a compressão com a idade de cura da mistura para classes texturais de solos estabilizados com 5 % de cimento, apresentado na Figura 9.

Figura 9 – Efeito da idade na resistência de vários solos estabilizados com 5 % de cimento.



Fonte: Ingles e Metcalf (1972).

Aiban *et al.* (1998), ao variarem as condições e tempo de cura para um solo melhorado com 5% de cimento, constataram que os corpos de prova expostos diretamente as condições de laboratório apresentaram maiores resistências do que aqueles protegidos contra a perda de umidade, embora o aumento no tempo de cura tenha minimizado as diferenças entre as resistências, de 2000 kPa aos 7 dias para 600 kPa aos 28 dias, aproximadamente. Esses

resultados demonstram que o ganho de resistência aos 28 dias foi mais pronunciado nas amostras protegidas (40 %) em comparação com as expostas as condições laboratoriais (13 %), indicando, para o solo em estudo, que as condições de cura influenciaram mais na velocidade de reação do que na resistência final.

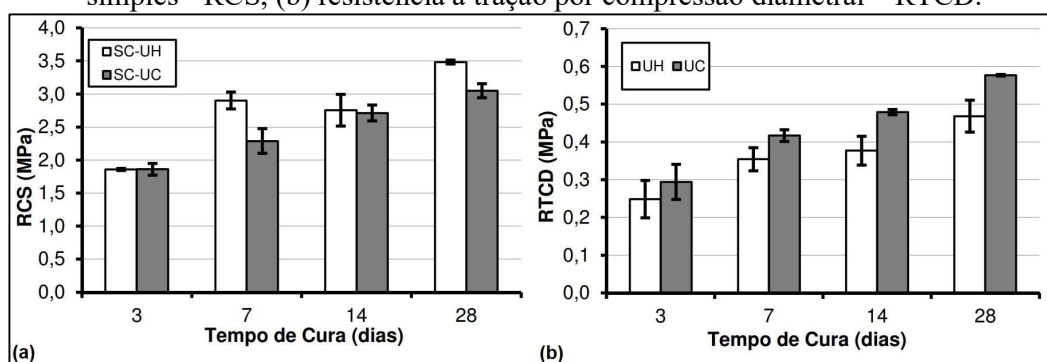
Ahnberg e Johansson (2005) avaliaram o aumento de resistência à compressão simples em função do tempo de cura em solos estabilizados com diferentes agentes, observando que durante os três primeiros meses após a mistura, o ganho de resistência mais acentuado ocorreu nos solos estabilizados com cimento, contrapondo aqueles estabilizados com cal, cinzas volantes ou misturas entre esses estabilizantes.

Ao analisar esses resultados com os obtidos após 2 anos de cura, estudo de Ahnberg e Johansson (2005) demonstrou que as resistências das amostras se nivelaram a valores razoavelmente constantes ou com crescimento a taxas claramente reduzidas de aumento a longo prazo. Esse comportamento já havia sido reportado por Janz e Johansson (2002), ao sugerirem que aproximadamente 90 % das reações cimentícias já teriam ocorrido após 3 meses do início da hidratação do cimento.

Fernandes (2012), estudando a estabilização química de uma areia siltosa com dosagens de 5, 7,5 e 10 % de cimento para diferentes densidades, verificou que no geral, independentemente dessas variáveis, a resistência à compressão simples aumentou com os tempos de cura de 1, 3, 7, 30, 60 e 90 dias, representando aos 30 dias 75 % da resistência final.

Sanbonsuge *et al.* (2017) demonstraram os ganhos de resistência à compressão (Figura 10a) e à tração (Figura 10b) em função do tempo de cura da mistura, para solo preparado por meio de secagem prévia (higroscópica), UH, e na umidade de coleta de campo, UC. Os maiores ganhos ocorreram nos primeiros 7 dias de cura, os quais atingiram valores da ordem de 70 % da resistência verificada aos 28 dias, empregando cimento CP II Z-32.

Figura 10 – Ganhos de resistência em função do tempo de cura: (a) resistência à compressão simples - RCS, (b) resistência à tração por compressão diametral – RTCD.



Fonte: Adaptado de Sanbonsuge *et al.* (2017).

3 METODOLOGIA

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Solo

O solo utilizado neste trabalho, proveniente do município de Mandaguaçu – PR, foi coletado em sítio próximo às margens da rodovia federal BR-376 (Figura 11), de coordenadas geográficas 23°21'44.4" S 52°05'11.7" W (Figura 12), a 1 metro de profundidade.

Figura 11 – Vista frontal do local de coleta do solo.



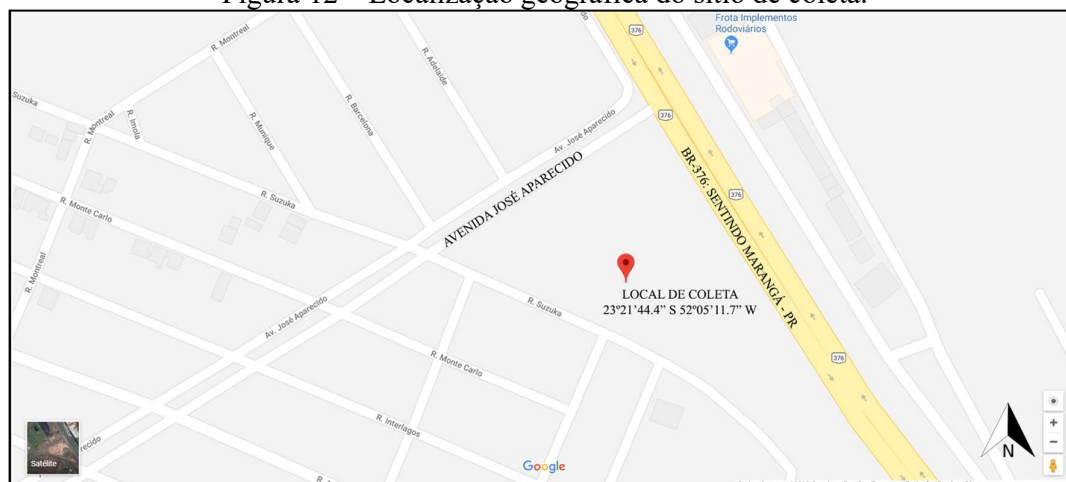
Fonte: Autor.

De acordo com França Junior *et al.* (2010), o embasamento rochoso é pertencente a formação Caiuá, sendo constituído principalmente por arenitos finos e muito finos, com cores que variam do vermelho-arroxeadado a vermelho, sendo esta formação caracterizada essencialmente pelo mineral quartzo. Realizando ensaios de microscopia óptica e de varredura em formações superficiais do noroeste do Paraná, Gasparetto (1999) salienta que esse mineral é o constituinte principal do Arenito Caiuá.

Ademais, os autores expõem que a cobertura pedológica presente na região de Mandaguaçu é constituída de solos de textura média e arenosa, apresentando valores superiores a 70 % de areia em sua composição. Esses dados são ratificados por meio da classificação tátil-

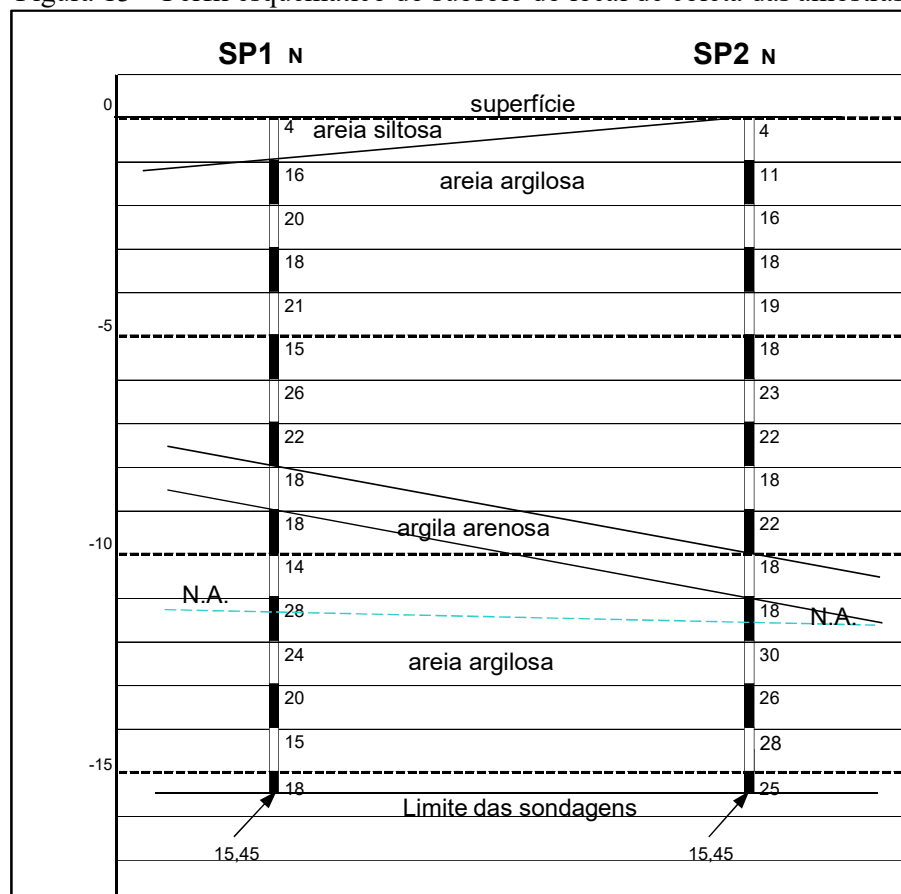
visual realizada durante a execução de Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT no local, em junho de 2017 (Figura 13).

Figura 12 – Localização geográfica do sítio de coleta.



Fonte: Adaptado de Google Maps (2018).

Figura 13 – Perfil esquemático do subsolo do local de coleta das amostras.



Fonte: TECNICON, 2017.

A caracterização mineralógica do solo de Mandaguaçu, realizada por Gonçalves *et al.* (2018), está disposta na Tabela 5, apresentando resultados de ensaios como Fluorescência de Raio-X, perda de massa por Análise Térmica Gravimétrica (ATG) e Difração de Raio-X.

O silício é o elemento predominante no solo, em razão deste ser majoritariamente arenoso, composto por grãos de quartzo, conforme resultado da Difração de Raio-X. Em quantidades menores, tem-se os elementos alumínio (Al) e ferro (Fe). Da interpretação dos difratogramas, os autores identificaram a presença de caulinita e hematita, não sendo observado a sua ocorrência na perda de massa por ATG, devido ao tipo de análise não permitir a identificação de tais óxidos.

Tabela 5 – Caracterização Mineralógica do Solo de Mandaguaçu.

Fluorescência de Raio-X									
Elemento (%)	Si	Al	Fe	Ti	Mn	Zr	K	Ca	Zn
	55,1	27,9	13,4	2,7	0,2	0,1	0,3	0,1	-
Perda de massa por ATG									
Análise	Massa total perdida (mg)						Caulinita (%)		
	0,21						12,96		
Difração de Raio-X									
Composto	Quartzo			Hematita			Caulinita		
Fórmula	SiO ₂			Fe ₂ O ₃			Al ₂ (Si ₂ O ₅)(OH) ₄		

Fonte: Adaptado de Gonçalves *et al.*, (2018).

Ferreira *et al.* (2018) avaliaram a aplicabilidade desse solo para camadas de pavimento, com a determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansão nas energias normal e intermediária. Baseado nos valores obtidos e especificações técnicas do DNIT (1981), o solo cumpre os requisitos para ser utilizado no subleito e camadas de reforço quando compactado na energia normal, além de aplicabilidade como sub-base quando compactado na energia intermediária, porém não apresenta suporte adequado para utilização em camada de base, razão pela qual foi iniciado o estudo de estabilização química desse solo com cimento.

3.1.2 Cimento

Os materiais cimentantes empregados foram o cimento Portland com adição de pozolana, apresentando resistência aos 28 dias igual ou superior a 32 MPa (CP II Z-32) e o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI).

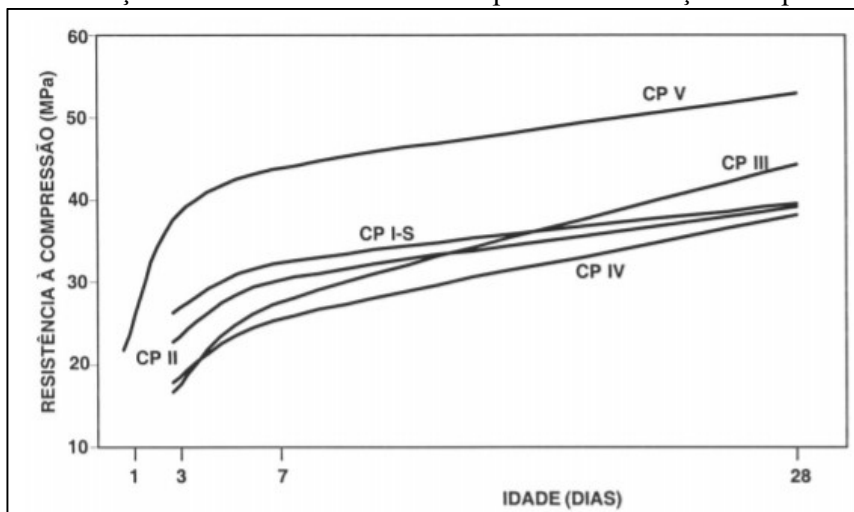
A escolha do cimento Portland com adição de pozolana foi motivada pelo uso desse agente em pesquisas desenvolvidas anteriormente no laboratório de Geotecnia da Universidade

Estadual de Londrina, além da grande disponibilidade desse material na região de estudo (CANCIAN, 2013; CANCIAN *et al.*, 2015; CANCIAN 2017; CANCIAN *et al.*, 2017).

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP (2002), o material pozolânico adicionado ao cimento CP II é proveniente de rochas vulcânicas ou matérias orgânicas fossilizadas encontradas na natureza, tipos de argila queimadas em elevadas temperaturas e derivados da queima de carvão mineral em industriais termelétricas, que ao serem pulverizados em partículas muito finas, passam a apresentar propriedade de ligante hidráulico, embora a reação só ocorra se, além da água, houver a presença de clínquer, o qual, ao ser hidratado, libera hidróxidos de cálcio que reage com a pozolana.

Já a escolha do cimento Portland de alta resistência inicial se deu por sua difusão em pesquisas científicas com solo-cimento e pelo acelerado ganho de resistência em idades iniciais, como ilustrado na Figura 14. O acelerado desenvolvimento da resistência é oriundo de diferente dosagem entre o calcário e argila durante a produção do clínquer, assim como pela moagem mais fina do cimento, de maneira que a reação com a água resulte em ganho de resistência com maior velocidade (ABCP, 2002).

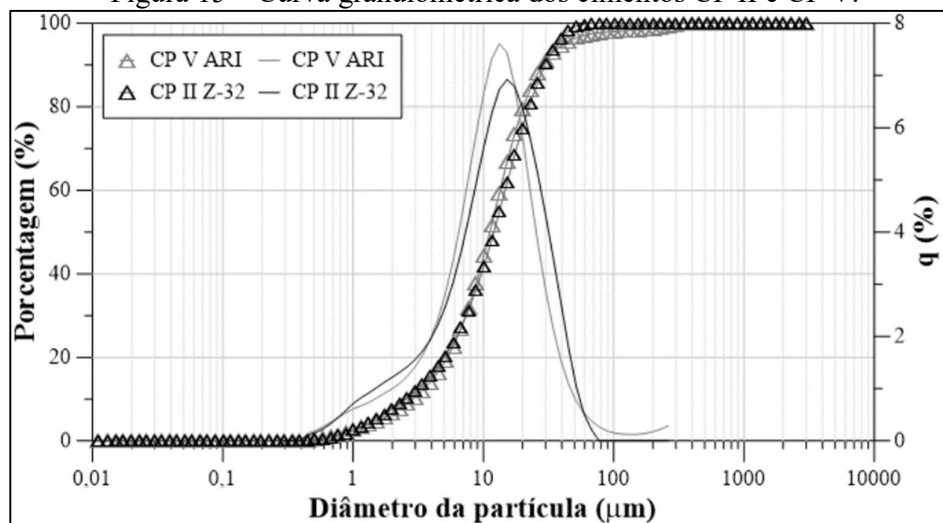
Figura 14 - Evolução média de resistência à compressão em relação ao tipo de Cimento.



Fonte: ABCP, 2002

Confirmando a característica física desses cimentos, sob o ponto de vista granulométrico, Preis, Artuso e Lukiantchuki (2018) realizaram análise por meio da técnica de difração a laser, exposta na Figura 15, a qual traz também a distribuição estatística. De acordo com as autoras, o CP V-ARI exibe porcentagens ligeiramente maiores de diâmetros compreendidas na faixa granulométrica de 7,5 a 30 μm em comparação com o cimento CP II Z-32, se apresentando mais fino do que esse.

Figura 15 – Curva granulométrica dos cimentos CP II e CP V.



Fonte: Preis, Artuso e Lukiantchuki, 2018.

A composição química a qual os cimentos tratados neste trabalho se enquadram está retratada na Tabela 6.

Tabela 6 – Composição química dos cimentos.

Composição (% em massa)				
Tipo de cimento	Clínquer + gesso	Escória granulada de alto-forno	Material pozolânico	Material carbonático
CP II Z-32	94-76	-	6-14	0-10
CP V-ARI	100-95	-	-	0-5

Fonte: ABCP, 2002

3.1.3 Misturas

Por se tratar de um estudo sobre misturas solo-cimento, este trabalho compreendeu teores de 6, 7, 8, 9 e 10 % de adição de cimento CP II Z-32 e CP V-ARI, em relação a massa seca de solo, embasado por estudos da literatura brasileira e internacional, assim como de recomendações de normas (INGLES; METCALF, 1972; AIBAN *et al.*, 1998; DNIT, 2006; CONSOLI *et al.*, 2007; CONSOLI *et al.*, 2011; STRACKE *et al.*, 2012; CANCIAN *et al.*, 2017; CARDOSO; RIBEIRO; NÉRI, 2017).

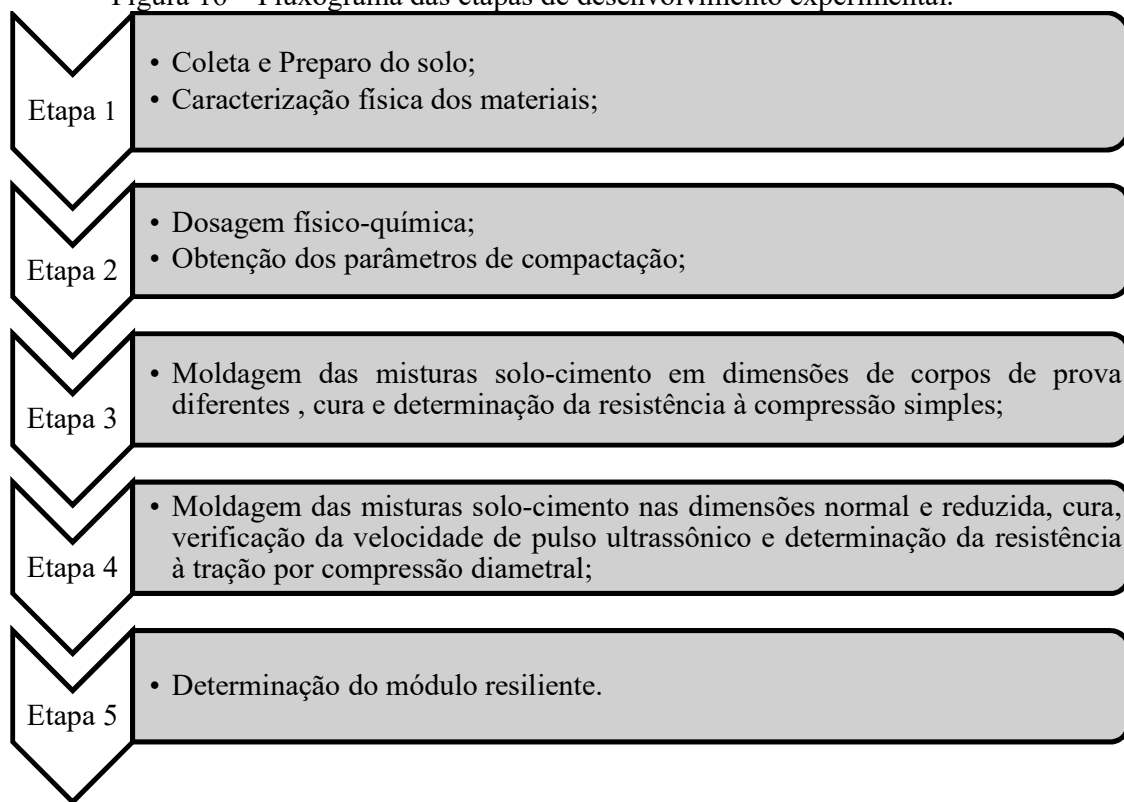
3.1.4 Água

Tanto nos ensaios de caracterização como homogeneização da mistura durante a compactação dos corpos de prova foi utilizada a água fornecida pela rede de abastecimento após processo de destilação.

3.2 MÉTODOS

Para cumprir os intentos previstos, foi elaborado fluxograma do planejamento experimental, exposto na Figura 16, sendo as etapas detalhadas nos itens que se seguem.

Figura 16 – Fluxograma das etapas de desenvolvimento experimental.



Fonte: Autor.

3.2.1 Preparação do solo

O solo coletado em campo (Figura 17a), utilizado nos ensaios de caracterização, compactação e moldagem dos corpos de prova foi preparado segundo a NBR 6457/1986, seguindo os processos de secagem ao ar (Figura 17b), destorroamento (Figura 17c),

homogeneização, quartejamento e determinação o teor de umidade higroscópica. As amostras assim preparadas foram armazenadas em sacos plásticos identificados a fim de evitar perdas e/ou contaminação (Figura 17d).

Figura 17 – Principais etapas de preparação do solo: a) coleta; b) secagem ao ar; c) destorroamento; d) armazenamento.



Fonte: Autor.

3.2.2 Caracterização Física do Solo e Cimento

Para emprego da mistura solo-cimento em camada de base são feitas algumas especificações quanto as características do solo, conforme a norma DNIT 141/2010. Com a finalidade de avaliar o cumprimento desses requisitos, foi realizada a caracterização física do solo, compreendida pelos ensaios de granulometria por peneiramento (DNER-ME 080/1994) e sedimentação (NBR 7181/2016), massa específica real dos grãos (NBR 6508/1984), limites de liquidez (NBR 6459/2016) e plasticidade (NBR 7180/2016).

Salienta-se que a análise granulométrica da fração fina foi realizada por meio da sedimentação com e sem uso de defloculante hexametáfosfato de sódio (Figura 18), a fim de avaliar a influência da solução na classificação granulométrica do solo.

Figura 18 – Etapa de sedimentação com e sem defloculante para análise granulométrica.



Fonte: Autor.

A caracterização física dos cimentos CP II Z-32 e CP V-ARI se deu por meio da determinação da massa específica, seguindo recomendação da NBR 16605/2017, usando como solvente o xilol em ensaios executados em duplicata (Figura 19).

Figura 19 – Ensaio de massa específica para os cimentos CP II e CP V.



Fonte: Autor.

A realização dos ensaios de massa específica do cimento foi relacionada a determinação da porosidade das misturas, realizada mediante índices físicos. Se tratando da composição solo-cimento, a massa específica dos sólidos se dá de maneira relativa, sendo a somatória do produto entre porcentagem e massa específica de cada parcela, conforme explicitado na Equação 9.

$$\rho_{s \text{ mistura}} = \frac{(y \% \times \rho_{s1}) + ((100 - y \%) \times \rho_{s2})}{100} \quad (\text{Equação 9})$$

Em que:

$\rho_{s \text{ mistura}}$ = massa específica dos sólidos da mistura;

$y \%$ = porcentagem da mistura relativa a fração solo;

ρ_{s1} = massa específica dos grãos do solo;

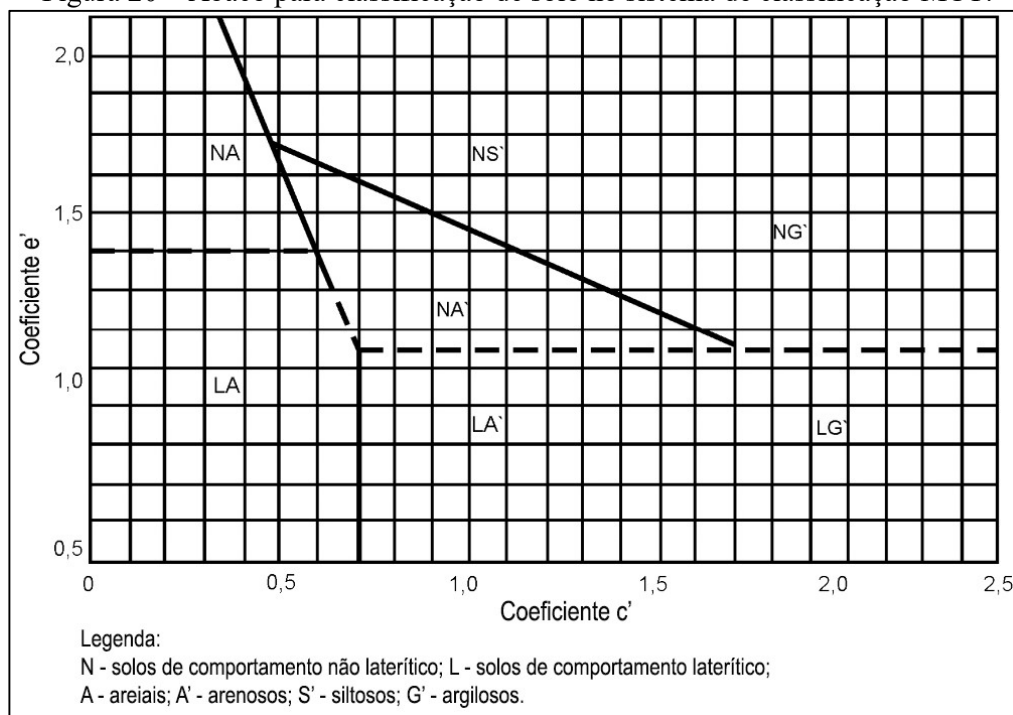
ρ_{s2} = massa específica do cimento.

3.2.3 Classificação do Solo

A partir das propriedades índices, compostas pela granulometria e os limites de Atterberg, foi realizada a classificação do solo pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos - SUCS (ASTM D 2487/2006) e pela American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO (ASTM D 3282/1993).

A metodologia MCT para classificação do solo foi empregada segundo prescrição das normas DNER-ME 258/1994 e DNER-CLA 259/1996, sendo os ensaios realizados pelo Laboratório de Geotecnia do Instituto Tecnológico de Aeronáutica – ITA, localizado em São José dos Campos (SP). Com base nos ensaios de compactação por equipamento miniatura – Mini-MCV e perda de massa por imersão foram obtidos os coeficientes de classificação do solo (c') e angular da reta (d'), índice da classificação (e') e perda de massa por imersão (P_i), necessários para classificação do solo por meio de ábaco (Figura 20).

Figura 20 – Ábaco para classificação de solo no sistema de classificação MCT.



Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

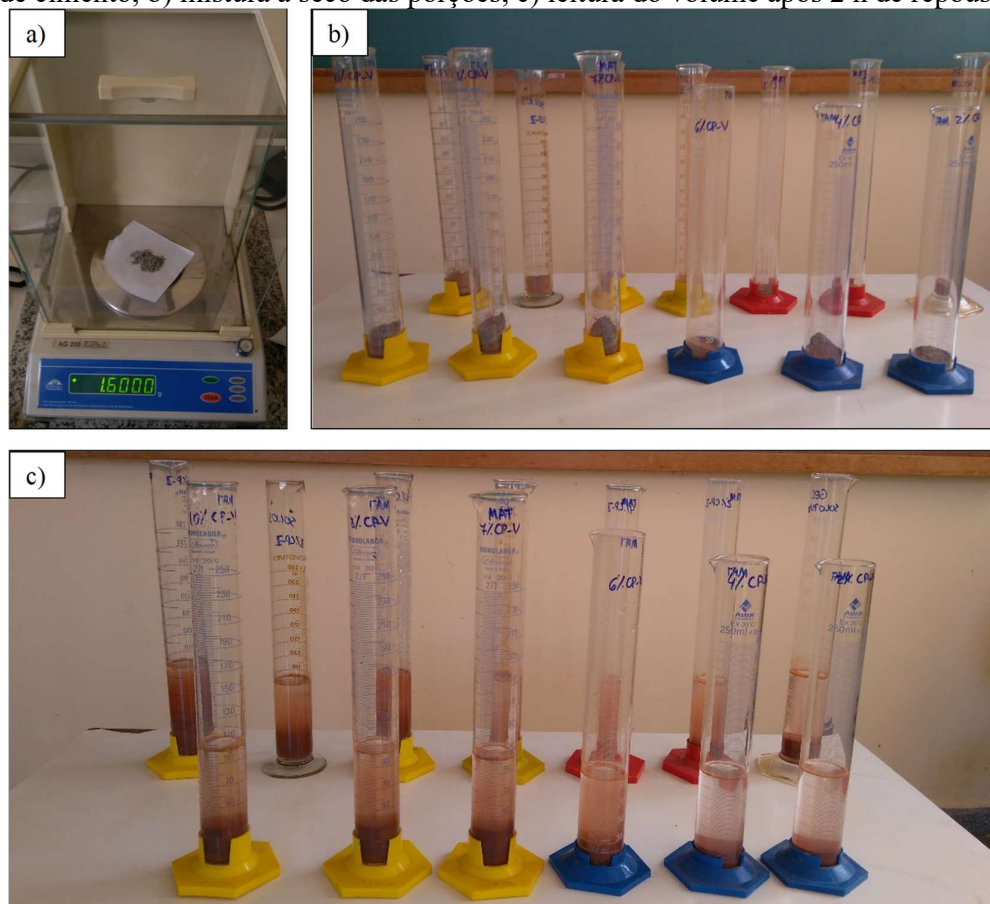
3.2.4 Dosagem Físico-Química

O estudo de dosagem e determinação do teor mínimo de cimento para estabilização foi realizado de forma a averiguar a adequação da metodologia de dosagem físico-química para os resultados obtidos pelo solo estudado, auxiliado por método de ensaio fornecido pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT.

De maneira sintetizada, foram separadas 20g de solo destorroado a ser colocado em cada proveta de 250 ml (mínimo de 7 provetas), sendo pesada quantidades de cimento (Figura 21a), em porcentagens por massa seca de solo, variando entre 1 e 2 %. Em seguida, essas duas porções foram misturadas à seco (Figura 21b), adicionando água destilada na sequência. Na primeira adição, relativa a 50 ml de água, foi feita a homogeneização completa da mistura, enquanto a segunda adição foi executada até o volume da proveta atingir a marca de 100 ml. Ressalta-se que a primeira proveta é referente a 0 % de adição, sendo adotado os teores de 2, 4, 6, 7, 8 e 10 %.

Após 24 h de repouso em superfície plana, livre de vibração, a mistura foi agitada durante 30 segundos, esperando-se, no mínimo, 2 horas para sedimentação e realização de leitura do volume (Figura 21c). Essa operação foi repetida no decorrer de vários dias, até que se obtivesse em duas leituras consecutivas valores análogos ou decréscimos.

Figura 21 – Procedimento para realização de dosagem físico-química: a) pesagem da massa de cimento; b) mistura à seco das porções; c) leitura do volume após 2 h de repouso.



Fonte: Autor.

A dosagem físico-química foi realizada duas vezes, em virtude da constatação de partículas em suspensão após períodos de repouso de 2, 4 e 6 horas durante a execução do primeiro ensaio, as quais poderiam incorrer em imprecisão nas leituras. Feita essa observação, o primeiro ensaio prosseguiu normalmente a fim de manter as leituras padronizadas.

Para a realização do segundo ensaio, após o período mínimo de 2 horas, foi optado pela realização de movimentos horizontais durante 10 segundos, com o intuito de sedimentar as partículas que novamente se encontravam em suspensão, seguindo todas as outras etapas rigorosamente.

3.2.5 Determinação dos Parâmetros de Moldagem dos Corpos de Prova

Os parâmetros de moldagem dos corpos de prova do solo e das misturas solo-cimento, massa seca específica máxima (γ_d) e teor de umidade ótima ($\omega_{ót.}$), foram obtidos com base na

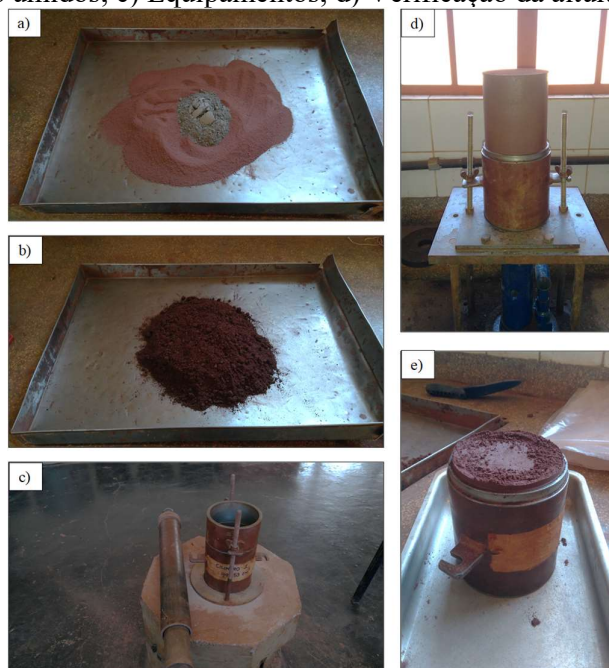
construção das curvas de compactação, em duplicata, conforme NBR 12023/2012. Ambos procedimentos foram realizados sem reuso de material, sobre amostras preparadas com secagem prévia até a umidade higroscópica.

Inicialmente foi construída a curva do solo sem adição (NBR 7182/2016), a fim de servir de indicativo durante a determinação dos parâmetros das misturas de 6, 7, 8, 9 e 10 % de cimento. No caso do solo-cimento, primeiramente foi feito a homogeneização da massa seca de solo e cimento (Figura 22a), seguida pela adição de água destilada e mistura até uniformização (Figura 22b).

Utilizando cilindro Proctor, na energia normal, o solo e as misturas foram compactados logo após a etapa de correção do teor de umidade, realizada em 3 camadas ao longo de 12,7 cm de altura e 10,0 cm de diâmetro, aplicando 26 golpes distribuídos perpendicular e uniformemente com uso de soquete pequeno de 2,5 kg, com altura de queda de 30,5 cm (Figura 22c).

Entre uma camada e a sobrejacente foram feitas escarificações, de maneira a aumentar a aderência entre elas. Ao final do processo de compactação, antes de rasar a superfície, a altura sobressalente do corpo de prova foi verificada, admitindo valor máximo de 10 mm (Figura 22d). Ao extrudar o corpo de prova (Figura 22e), foi retirada amostra do seu centro, para determinação do teor de umidade.

Figura 22 – Processo de compactação: a) homogeneização das frações secas; b) Mistura dos componentes úmidos; c) Equipamentos; d) Verificação da altura; e) Extrusão.



Fonte: Autor.

Para desenvolvimento desta etapa do trabalho foi utilizado cerca de 263 kg de solo seco, visto que cada uma das 21 curvas de compactação foi construída com 5 corpos de prova, no mínimo, de maneira a ter pontos no ramo seco, úmido e próximo da umidade ótima, totalizando 105 corpos de prova.

3.2.6 Controle de Qualidade Adotado para a Compactação

Foram considerados aptos para serem empregados nos ensaios de resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral, ultrassom e módulo resiliente os corpos de prova que atenderam as tolerâncias de grau de compactação (GC) de $100 \pm 2 \%$ e variação de umidade ($\Delta\omega$) em torno de 0,5 %, em concordância com a NBR 12024/2012.

3.2.7 Moldagem e Cura dos Corpos de Prova

Com o propósito de investigar o efeito da dimensão dos corpos de prova no comportamento mecânico do material, os estudos de Resistência à Compressão Simples (RCS), Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD) e ultrassom abrangeram duas diferentes dimensões de molde. Além do cilindro Proctor, 12,7 cm de altura e 10,0 cm de diâmetro, denominado no trabalho por Dimensão Normal (DN), foi utilizado molde intitulado por Dimensão Reduzida (DR), com altura e diâmetro de 10,5 x 5,0 cm, respectivamente, comumente empregado no ensaio Mini-MCV.

A escolha de moldes cilíndricos nessas dimensões se deu em razão do cilindro Proctor ser normatizado pelo DNIT para os ensaios realizados em solo-cimento voltados à pavimentação. Em contrapartida, a NBR 12770/1992 e americana ASTM D 1633 – 0 (2007) e D 1632 – 96 (2002) recomendam a utilização de molde que mantenha relação entre altura e diâmetro entre 2 e 2,5 suscitando na escolha do molde Mini-MCV.

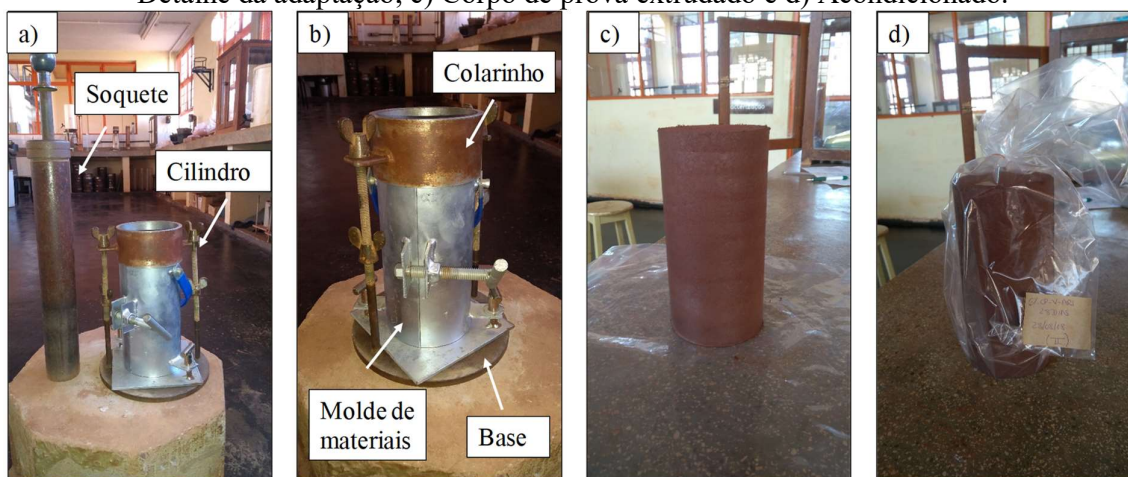
A moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de RCS e RTCD seguiu procedimento semelhante ao da compactação na energia normal, descrito no item 3.2.5. No caso da mistura moldada em cilindro reduzido, a energia imposta pelo soquete foi variável, sendo aplicados golpes até que a massa úmida calculada para cada camada atingisse a respectiva altura, assegurando a massa específica seca estabelecida. A fim de uniformizar o procedimento,

a moldagem foi feita em três camadas e com escarificação na interface entre elas, admitindo-se altura excedente de 5,0 mm após retirada do colarinho.

Para a moldagem dos corpos de prova empregados na determinação do módulo de resiliência, seguiu-se instrução da norma DNIT-ME 134/2010, sendo utilizado molde adaptado do Laboratório de Materiais, o qual apresentou as dimensões requeridas para os ensaios, 20 x 10 cm e espessura de 2 mm (Figura 23). Para trabalhar na energia normal, foram aplicados 12 golpes em cada uma das 10 camadas, utilizando soquete pequeno (2,5 kg) caindo a altura de 30,5 cm.

Em todas as moldagens, na etapa de mistura da porção sólida com a água, foi acrescentado cerca de 0,8 % ao volume de água pré-definido, devido às perdas por evaporação e contato manual durante a homogeneização. Ao final da compactação foram coletadas três amostras da camada central para determinação do teor de umidade.

Figura 23 – Moldagem das misturas para ensaio de MR: a) Equipamentos utilizados; b) Detalhe da adaptação; c) Corpo de prova extrudado e d) Acondicionado.



Fonte: Autor.

A posteriori da moldagem, os corpos de prova foram armazenados em sacos plásticos e levados a câmara de úmida, à temperatura de $23 \pm 2^\circ \text{C}$ e umidade relativa do ar não inferior a 95 %. A verificação quanto ao cumprimento dessas condições foi feita em monitoramento com termo-higrômetro analógico, entre os dias 19 e 31 de outubro de 2017.

O tempo de cura dos corpos de prova variou entre 7 e 28 dias, dado que esses períodos são representativos das reações que ocorrem no cimento e suas interações com os argilominerais, conforme abordado no item 2.3.1.

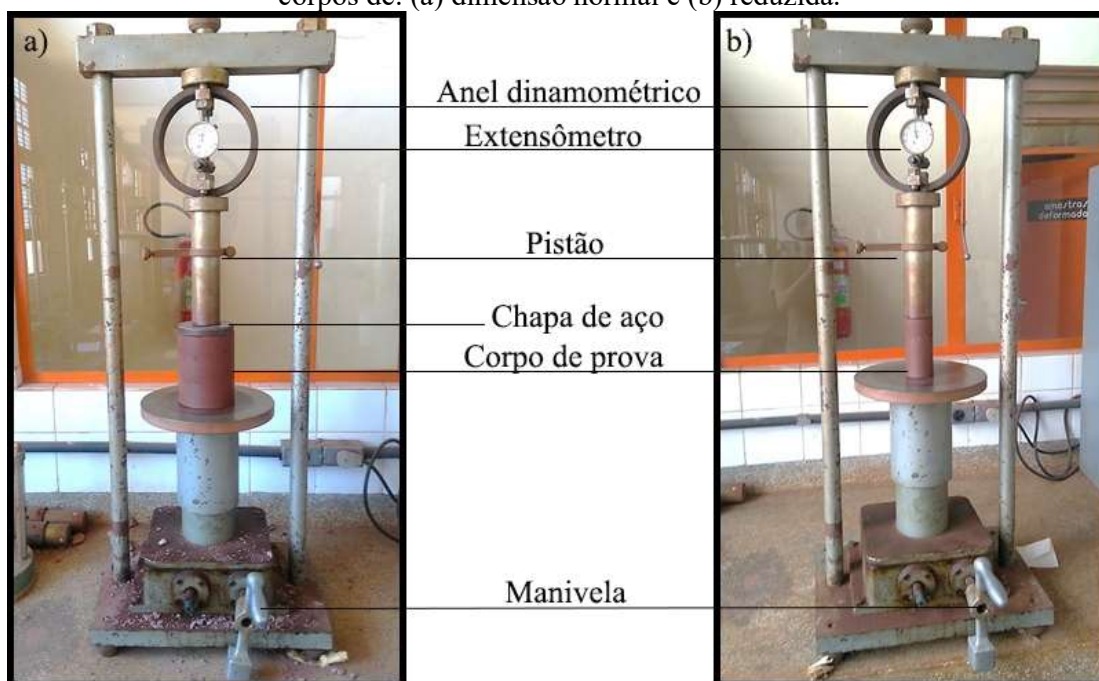
3.2.8 Resistência à Compressão Simples

A avaliação de resistência à compressão simples, do solo e das misturas, ocorreu sob orientação da NBR 12025/2012, sendo realizados ensaios em triplicata para os dois tipos de cimento e dimensões, aos 7 e 28 dias de cura, com uso de cerca de 180 kg de solo, perfazendo 120 corpos de prova.

Posteriormente a etapa de cura, foi aferida a massa dos corpos de prova e os mesmos foram levados a imersão durante 4 horas. Findo esse período, as amostras foram levemente secas e novamente pesadas, com sucessiva determinação da absorção de água. Nesta etapa, foram verificadas as medidas de diâmetro e altura, compreendidas pela média de duas leituras ortogonais entre si.

Para romper os corpos de prova foi utilizada prensa manual de compressão simples, composta por um anel dinamométrico, extensômetro, pistão padronizado de 5,0 cm de diâmetro e manivela de aplicação de carregamento. Em consequência da área do pistão ser menor do que das amostras, com diâmetro de 10,0 cm, foi usada placa de aço circular de massa e espessura de 768,4 g e 13 mm, respectivamente, com dimensão equivalente para distribuir as tensões uniformemente sobre o corpo de prova, aplicadas à taxa média de 1,27 mm/min (Figura 24).

Figura 24 – Configuração da prensa manual nos ensaios de compressão simples para os corpos de: (a) dimensão normal e (b) reduzida.



Fonte: Autor.

3.2.9 Resistência à Tração

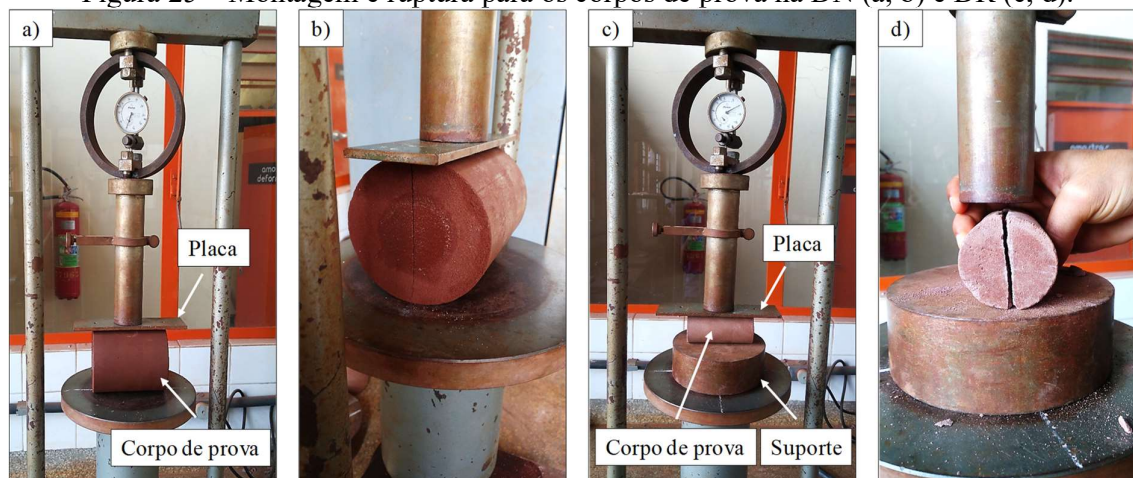
Para o estudo da resistência à tração por compressão diametral (RTCD) do solo puro e das misturas, foi adotado procedimento semelhante ao da RCS, no que concerne a imersão por 4 horas, pesagem antes e após imersão, mensuração da altura, do diâmetro e velocidade de aplicação de carga (1,27 mm/min), uma vez que não existe respaldo normativo vigente.

Os ensaios foram realizados em duplicata para os cimentos CP II Z-32 e CP V-ARI, nos tamanhos do cilindro Proctor e cilindro pequeno Mini-MCV, com tempo de cura de 7 e 28 dias, totalizando 80 corpos de prova com utilização de 120 kg de solo seco, aproximadamente.

O menor número de repetições adotado se deu em decorrência do enorme volume de moldagem requerido para desenvolvimento do trabalho, como também da compatibilização de cronograma entre os ensaios não destrutivos realizados no Laboratório de Desempenho em Edificações (NUDE), seguidos do rompimento dos corpos no Laboratório de Geotecnia. Todavia, o estudo estatístico não foi prejudicado, assegurado pela semelhança entre os corpos de prova, os quais respeitaram o controle de moldagem imposto.

A mesma prensa manual empregada na compressão simples foi utilizada para ruptura à tração indireta dos corpos de prova, feita adaptação quando a distribuição das cargas ao longo da geratriz do corpo de prova, por meio de uma chapa retangular de aço com massa de 447,8 g, espessura de 5 mm e suporte para altura (Figura 25). A centralização do sistema se deu por intermédio de medições do comprimento da placa, dos diâmetros do prato da prensa, do suporte e dos corpos de prova, com sucessiva construção de moldes utilizados para demarcações com giz.

Figura 25 – Montagem e ruptura para os corpos de prova na DN (a, b) e DR (c, d).



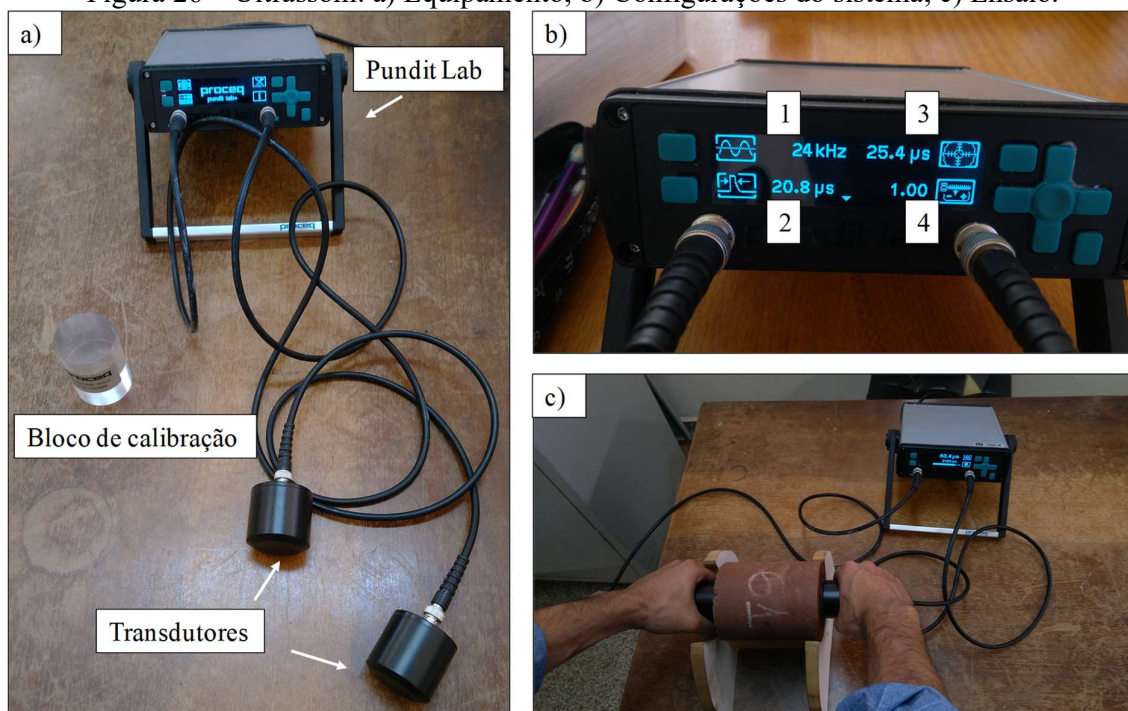
Fonte: Autor.

3.2.10 Ensaio de Ultrassom

Os ensaios de ultrassom foram realizados no solo e misturas, utilizando os corpos de prova referentes à RTCD, em virtude de serem ensaios não destrutivos, usando o equipamento PUNDIT LAB. Normatizado pela NBR 8802/1994, o ensaio consiste em medir a velocidade de pulso ultrassônico (VPU) emitidas e recebidas por meio de dois transdutores (emissor/receptor), localizados em faces opostas do material – transmissão direta.

Está retratado na Figura 26 o equipamento (Figura 26a), configurações adotadas no sistema (Figura 26b) – como frequência do transdutor, largura do pulso, calibração e fator de correção, seguindo rotina de ensaio empregada no NUDE – e demonstração do ensaio em execução (Figura 26c). A largura de pulso é automaticamente ajustada a partir da frequência selecionada, ao passo que o valor de fator de correção, relacionado ao teor de umidade e temperatura, foi inserido com base no padrão recomendado pelo fabricante do equipamento.

Figura 26 – Ultrassom: a) Equipamento; b) Configurações do sistema; c) Ensaio.



1- Frequência do transdutor; 2- Largura de pulso; 3- Configuração da calibração; 4 – Fator de correção.
Fonte: Autor.

Para a realização do ensaio, o aparelho foi inicialmente calibrado através de bloco de calibração, seguindo-se as etapas de aplicação de fina camada de vaselina industrial (acoplante) em ambas superfícies, a fim de minimizar os efeitos de refração e reflexão do pulso ultrassônico

ocasionado pela presença de ar entre as superfícies, e posicionamento dos transdutores para efetivação da leitura. Para cada corpo de prova foram realizadas duas leituras em cada face, sendo invertido os transdutores emissor e receptor, a fim de eliminar tendenciosidade durante aquisição dos dados.

A velocidade de pulso ultrassônico, razão entre a distância entre os pontos de acoplamento dos centros das faces dos transdutores (L) e tempo de transmissão (t) foi determinada por meio da Equação 10.

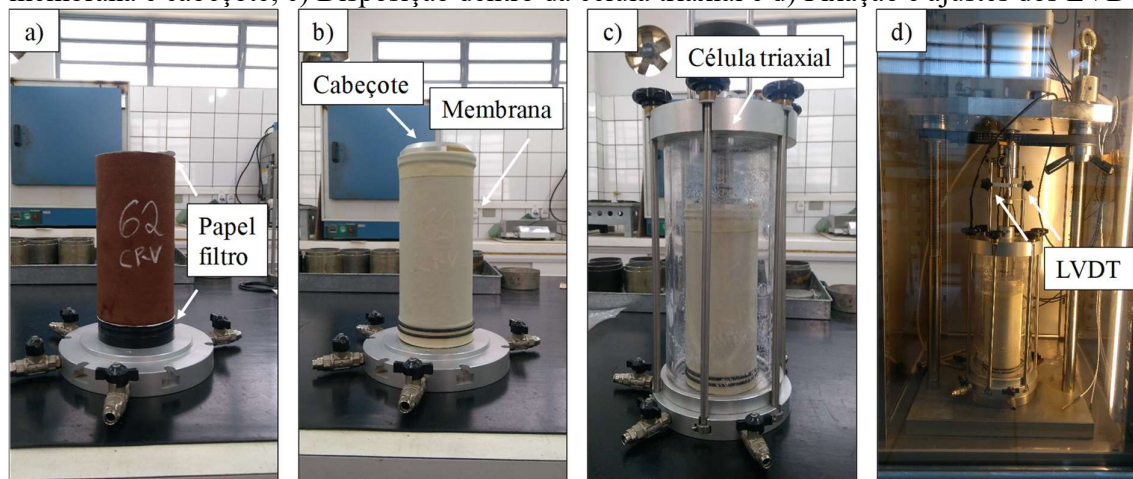
$$VPU = \frac{L}{t} \text{ (m/s)} \quad \text{(Equação 10)}$$

3.2.11 Módulo de Resiliência

A determinação do módulo de resiliência concentrou-se nos teores de 6 e 10 % de cimento CP II Z-32 e CP V-ARI aos 28 dias de cura, moldados em triplicata. O número restrito de misturas foi resultante da logística para realização do ensaio, posto que os corpos de prova, moldados na Universidade Estadual de Londrina, foram transportados até o Laboratório de Pavimentação da Universidade Estadual de Maringá para experimentação.

O ensaio foi realizado com base na norma DNIT-ME 134/2010, compreendendo a fase de montagem: posicionamento de papel filtro nas faces superior e inferior do corpo de prova (Figura 27a), acomodação do cabeçote sobre o corpo de prova envolto por membrana de borracha (Figura 27b), disposição dentro da célula triaxial (Figura 27c), fixação dos LVDT e ajustes de altura no interior da estrutura de suporte (Figura 27d).

Figura 27 – Sequência de montagem: a) Posicionamento dos papéis filtro; b) Acomodação da membrana e cabeçote; c) Disposição dentro da célula triaxial e d) Fixação e ajustes dos LVDT



Fonte: Autor.

A realização dos ensaios seguiram a normativa citada e procedimentos já consolidados no Laboratório de Pavimentação, caracterizando como dados de entrada no *software* Dynapave (Dynamic Pavement Analysis) na etapa de condicionamento quatro médias do comprimento e diâmetro dos corpos de prova, forma do carregamento (Harvesine), número máximo de pulsos (500), deformação axial cumulativa (5,0 %), tensões de confinamento e cíclica (normalizada), tempo de espera (60 segundos), enquanto que para a fase de determinação do módulo de resiliência, o número máximo de pulsos e tempo de espera foram alterados para 10 e 10 segundos, respectivamente.

O condicionamento do corpo de prova foi realizado por meio da combinação de três tensões, enquanto que a determinação do módulo de resiliência foi feita com a aplicação de sequência de 18 pares de tensões, sendo considerada a leitura de deformação específica após 10 repetições de carga.

Para previsão do módulo resiliente foram empregados modelos matemáticos que relacionam as tensões confinante, desviatória, ou ambas, designado por modelo composto, descritos anteriormente, os quais foram utilizados no software livre LAB Fit.

3.4 RESUMO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

As etapas desenvolvidas neste trabalho foram sumarizadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Resumo do programa experimental.

Etapa	Tipo de ensaio	Condição experimental	Nº de ensaios
Caracterização Física	Massa real dos grãos	-	1
	Massa aparente do solo	-	1
	Análise granulométrica	-	2
	Limite de Liquidez	-	1
	Limite de Plasticidade	-	1
	Massa específica do cimento	-	4
Parâmetros de Moldagem	Compactação	Solo puro e misturas com teores entre 6 e 10 % de cimento CP II e CP V	105
Dosagem	Físico-química	2, 4, 6, 7, 8 e 10 % de cimento CP II e CP V	2
Comportamento Mecânico	RCS	Misturas com teores de 6 à 10 % de cimento CP II e CP V; DN e DR; 7 e 28 dias	120
	RTCD	Misturas com teores de 6 à 10 % de cimento CP II e CP V; DN e DR; 7 e 28 dias	80
	VPU	Misturas com teores de 6 à 10 % de cimento CP II e CP V; DN e DR; 7 e 28 dias	80
	MR	Misturas com teores de 6 e 10 % de cimento CP II e CP V; 10 x 20 cm; 28 dias	12

Fonte: Autor.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste item serão apresentados os resultados e discussão referentes a caracterização física e classificação do solo, segundo os sistemas SUCS, AASHTO e MCT, curvas de compactação, dosagem físico-química e comportamento mecânico das misturas, avaliado em ensaios de RCS, RTCD, ultrassom e módulo de resiliência.

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLASSIFICAÇÃO

Os resultados de massa real dos grãos, massa específica dos cimentos CP II Z-32 e CP V-ARI, massa específica seca máxima, teor de umidade ótimo e limites de Atterberg estão apresentados na Tabela 8, enquanto que as curvas granulométricas constam na Figura 28, com sucessiva análise da composição e parâmetros obtidos na Tabela 9. Ambas tabelas trazem também limites estabelecidos para alguns dos parâmetros, conforme a norma DNIT 143/2010, para uso do solo com adição de cimento.

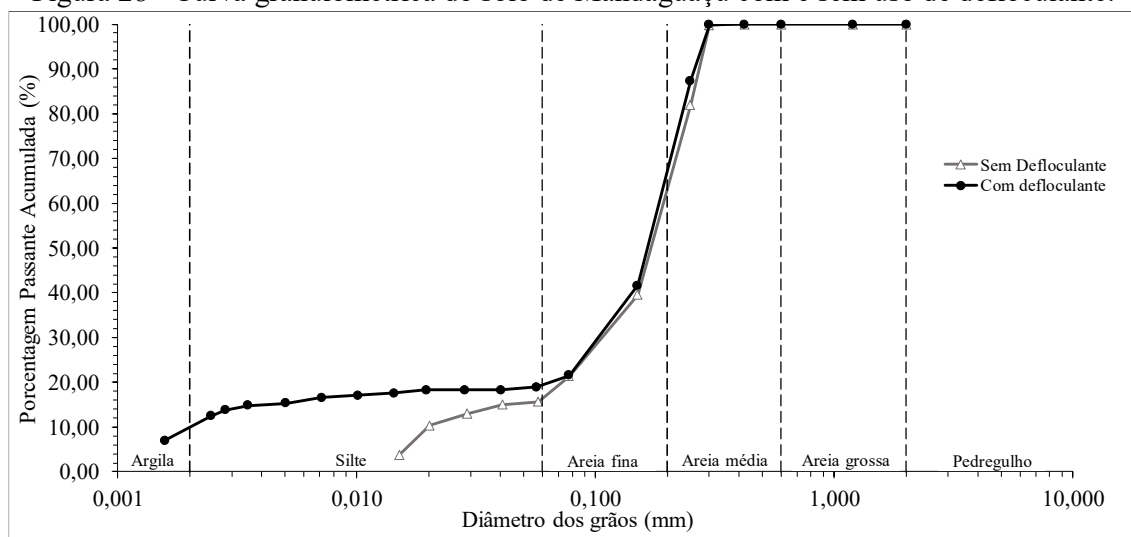
Tabela 8 – Caracterização física dos materiais e limites impostos.

Parâmetro	Valor	DNIT-ES 143/2010
Solo		
Massa específica seca máxima - γ_d (g.cm ⁻³)	1,87	-
Teor de umidade ótima - $\omega_{ót}$ (%)	13,7	-
Massa Específica dos Sólidos - ρ_s (g.cm ⁻³)	2,69	-
Limite de Liquidez - LL (%)	27,0	Máximo 40 %
Limite de Plasticidade - LP (%)	17,0	Máximo 22 %
Índice de Plasticidade - IP (%)	10,0	Máximo 18 %
Cimento		
Massa Específica do cimento CP II (g.cm ⁻³)	3,13	-
Massa Específica do cimento CP V (g.cm ⁻³)	3,24	-

Fonte: Autor.

Os resultados apresentados estão condizentes com os obtidos por Reis *et al.* (2015), avaliando a incorporação de cimento e resíduos da construção e demolição no solo de Mandaguaçu para aplicação em camadas de pavimento, assim como Gonçalves *et al.* (2018), ao estudarem a caracterização físico-química e mineralógica de três solos do estado do Paraná. Ambos trabalhos determinaram LL de 31 %, IP entre 13 e 16 %, e massa real dos grãos de 2,69 g/cm³.

Figura 28 - Curva granulométrica do solo de Mandaguçu com e sem uso de defloculante.



Fonte: Autor.

Tabela 9 – Análise Granulométrica do solo de Mandaguçu.

Composição e parâmetros	Valor		DNIT-ES 143/2010
	Sem Defloculante	Com Defloculante	
% Passante #2 ½"	100,0	100,0	100%
% Passante #4,8 mm	100,0	100,0	50 a 100% ± 5%
% Passante #2,0 mm	100,0	100,0	-
% Passante #0,42 mm	99,9	100,0	15 a 100% ± 2%
% Passante #0,075 mm	23,1	23,5	5 a 35% ± 2%
% Areia grossa	0,0	0,0	-
% Areia média	37,0	33,0	-
% Areia fina	46,5	47,5	-
% Silte	16,5	9,5	-
% Argila	0,0	10,0	-
Diâmetro Efetivo - D ₁₀	0,020	0,002	-
Coefficiente de Não Uniformidade - C _{NU}	9,70	92,50	-
Coefficiente de Curvatura - C _C	2,90	28,12	-

Fonte: Autor.

Com base na Figura 28 e Tabela 9, observa-se que as duas curvas apresentaram semelhança nas porcentagens associadas à fração grossa, corroborando a homogeneidade e representatividade das amostras ensaiadas. Em relação a fração fina, composta por silte e argila, a utilização de defloculante para neutralizar as cargas elétricas dos argilominerais e impedir agregações resultou em uma parcela de argila a qual não foi identificada na realização do ensaio

sem o uso do reagente. Desta forma, a classificação textural do solo, areia fina à média siltosa, com o uso de hexametáfosfato de sódio, passa a ser areia fina à média argilosa.

A classificação do solo segundo os sistemas SUCS, AASHTO e MCT está retratada na Tabela 10, sendo consideradas as propriedades físicas obtidas na análise granulométrica sem uso de defloculante, uma vez que é a mais representativa da situação de campo.

Segundo a classificação SUCS o solo é classificado como areia argilosa (SC), semelhantemente, pela AASHTO, ele é pertencente ao grupo A-2-4, composto por materiais como pedregulho, areia siltosa ou argilosa, apresentando comportamento de excelente a bom quando empregado como subleito. Salienta-se que esses sistemas de classificação foram desenvolvidos no hemisfério norte, não sendo contempladas particularidades presentes nos solos situados em zonas tropicais e subtropicais.

Tabela 10 – Classificação do solo de acordo AASHTO, SUCS e MCT.

Parâmetros Classificatórios	Valor	Especificação
Classificação AASHTO = A - 2 - 4		
% Passante #2,0 mm	100,00	-
% Passante #0,42 mm	99,9	-
% Passante #0,075 mm	23,1	Máx. 35 %
Limite de Liquidez	27	Máx. 40 %
Índice de Plasticidade	10	Máx. 10 %
Índice de Grupo	0	-
Classificação SUCS = SC		
% Retida #0,075 mm	76,9	% Retida > 50
% Passante #0,075 mm	23,1	% Passante > 12
Índices de Consistência	CL	-
Classificação MCT - LA'		
Perda por imersão - Pi (%)	70	-
Coefficiente de classificação - c'	0,97	-
Coefficiente angular da reta - d' (kg/m ³)	26	-
Índice de classificação - e'	1,14	-

Fonte: Autor.

Na metodologia MCT, desenvolvida com base nessas limitações, o solo é definido como arenoso fino laterítico (LA'), apresentando pós-processo de compactação alta capacidade de suporte e baixa permeabilidade, ratificando as conclusões obtidas por meio da classificação tradicional.

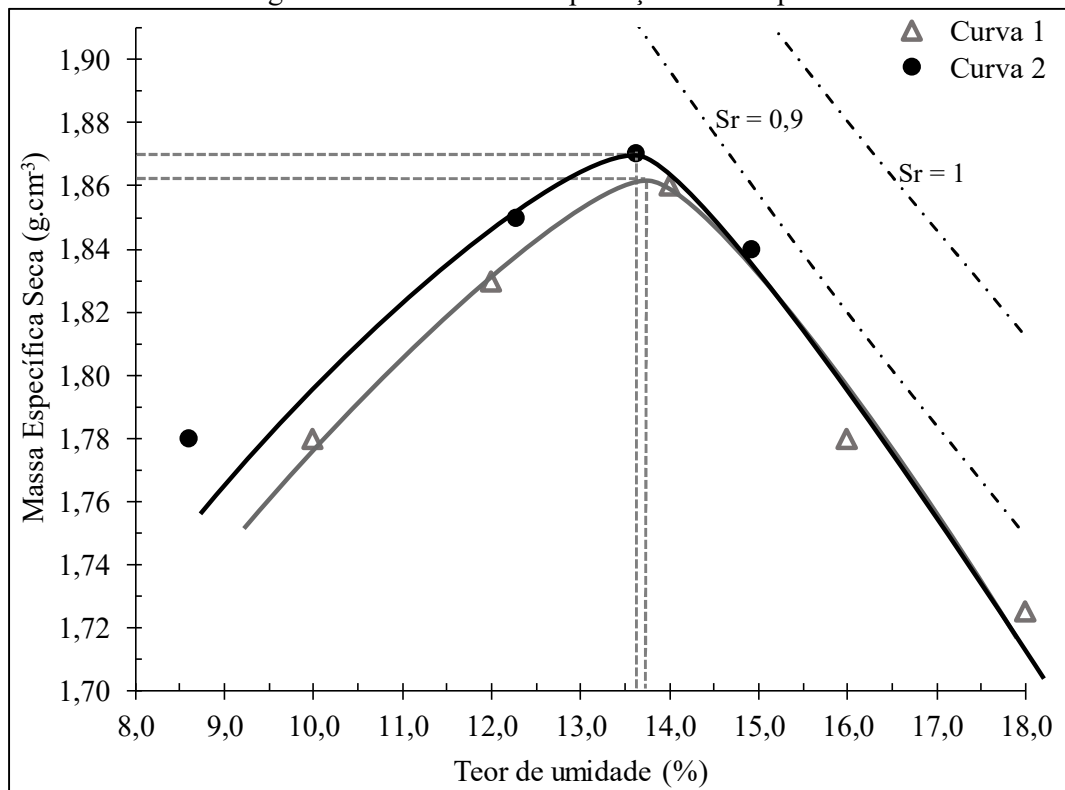
Acerca dessa comparação, Fortes e Merighi (2003), assim como Santos e Parreira (2015) relatam que as classificações tradicionais quando empregadas em solos brasileiros expõem uma série de desvios em relação ao desempenho geotécnico do solo tropical, incorrendo imprecisões principalmente em solos lateríticos classificados nos grupos A-4 e A-7-5, compreendidos por solos siltosos e argilosos.

4.2 CURVAS DE COMPACTAÇÃO DO SOLO E DAS MISTURAS

A seguir são retratadas as curvas de compactação para o solo natural (Figura 29) e para as misturas com as adições de 6, 7, 8, 9 e 10 % de cimento CP II Z-32 (Figura 30 à Figura 34), realizadas em duplicata. Na sequência são expostas as curvas construídas para as mesmas misturas e teores de adição, utilizando cimento CP V-ARI (Figura 35 à Figura 39). Essas figuras contêm também as curvas de saturação (S_r) para 90 e 100 %, sendo que em alguns casos aquelas correspondentes a $S_r = 1$ não são exibidas, em decorrência dos pontos estarem fora do intervalo dos eixos dos gráficos.

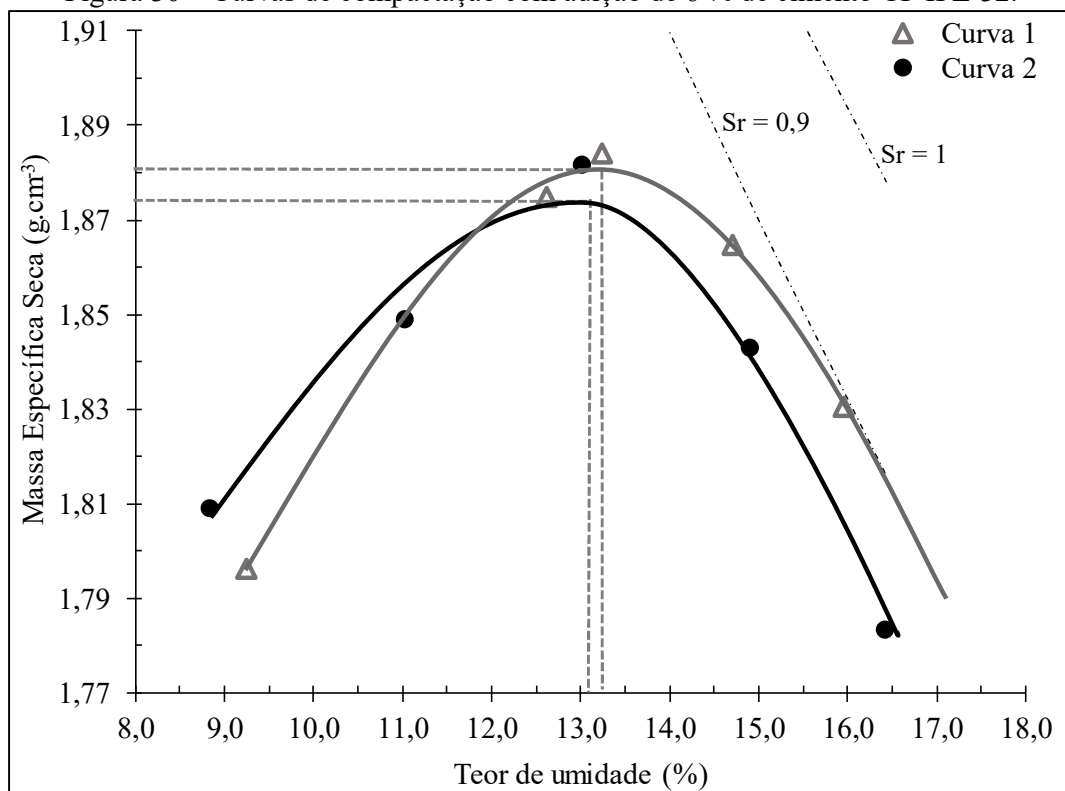
Uma análise prévia das curvas demonstra que a adição de estabilizantes causou um achatamento nas curvas de compactação, quando comparadas às curvas de compactação para o solo natural, refletindo em uma menor sensibilidade da massa específica seca às variações do teor de umidade.

Figura 29 – Curvas de compactação do solo puro.



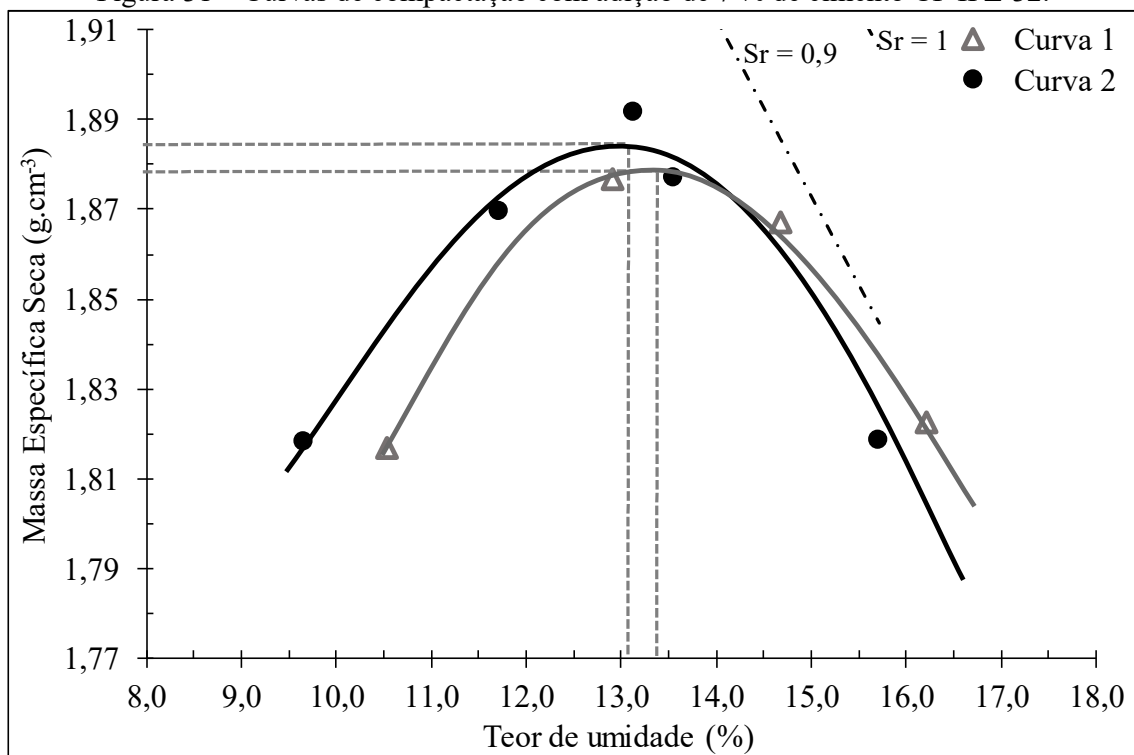
Fonte: Autor.

Figura 30 – Curvas de compactação com adição de 6 % de cimento CP II Z-32.



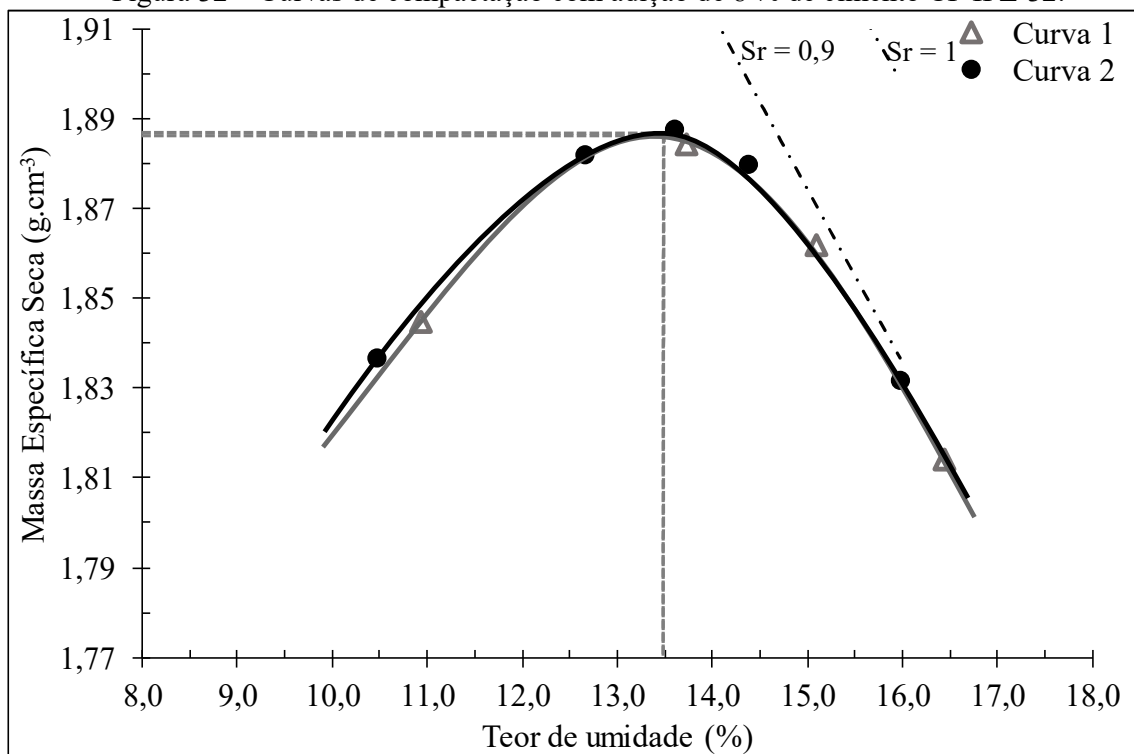
Fonte: Autor.

Figura 31 – Curvas de compactação com adição de 7 % de cimento CP II Z-32.



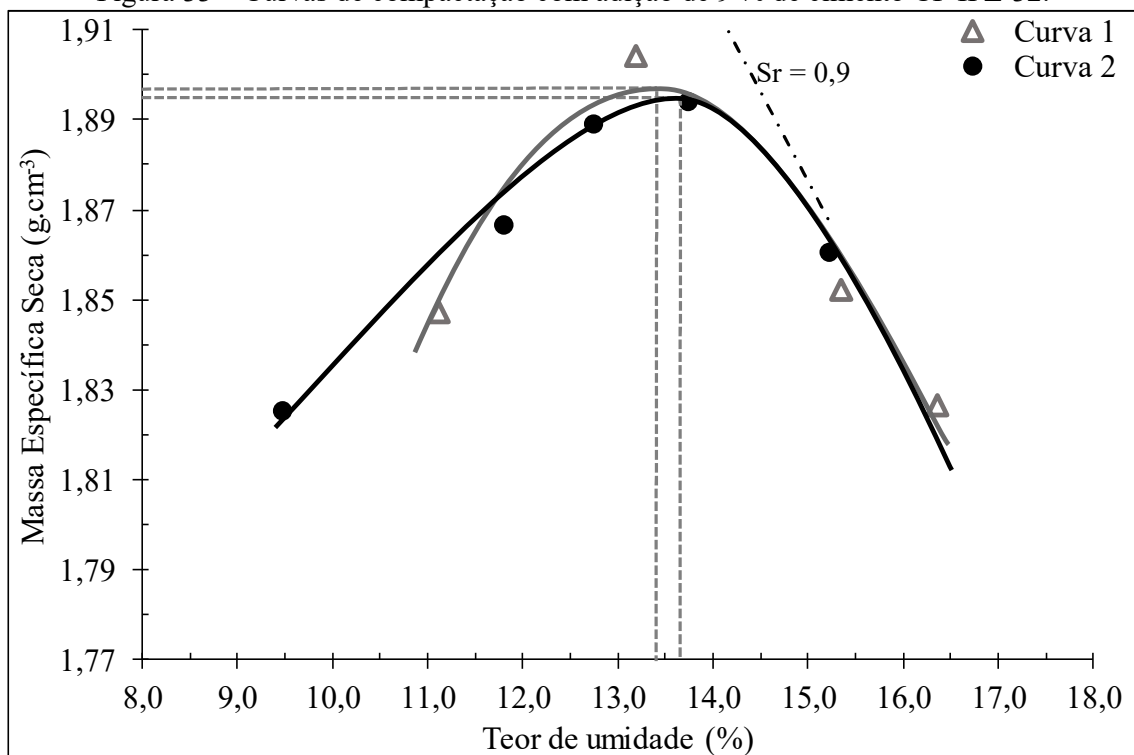
Fonte: Autor.

Figura 32 – Curvas de compactação com adição de 8 % de cimento CP II Z-32.



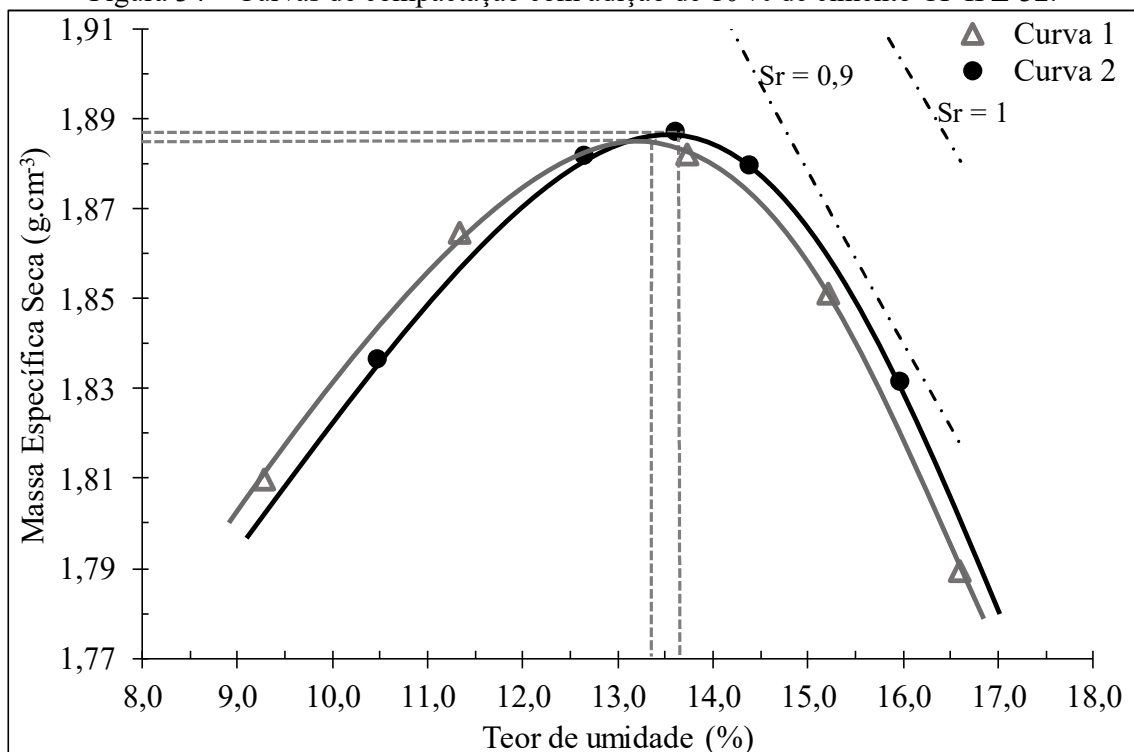
Fonte: Autor.

Figura 33 – Curvas de compactação com adição de 9 % de cimento CP II Z-32.



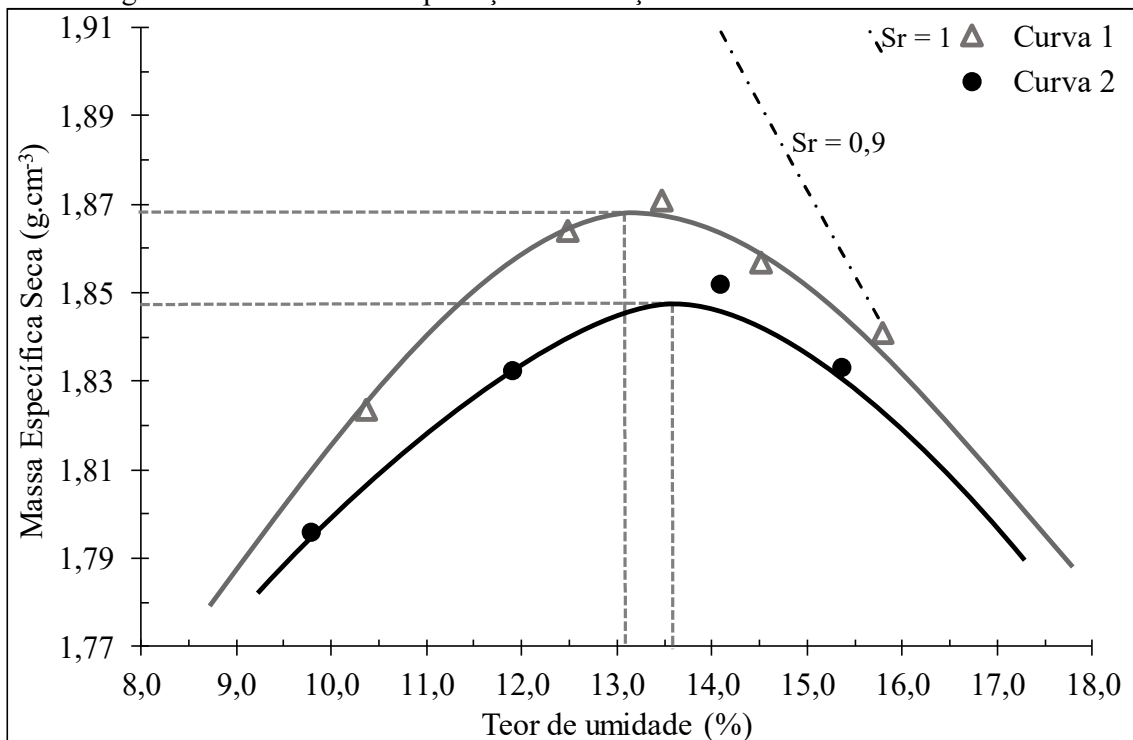
Fonte: Autor.

Figura 34 – Curvas de compactação com adição de 10 % de cimento CP II Z-32.



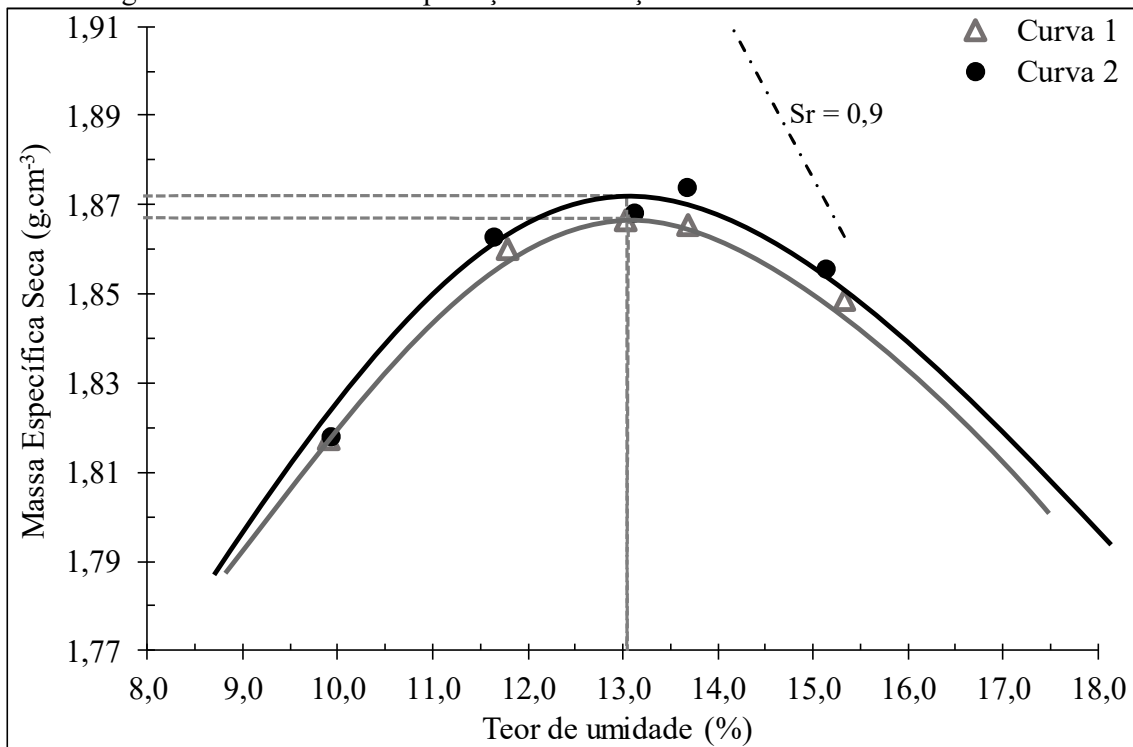
Fonte: Autor.

Figura 35 – Curvas de compactação com adição de 6 % de cimento CP V-ARI.



Fonte: Autor.

Figura 36 – Curvas de compactação com adição de 7 % de cimento CP V-ARI.



Fonte: Autor.

Figura 37 – Curvas de compactação com adição de 8 % de cimento CP V-ARI.

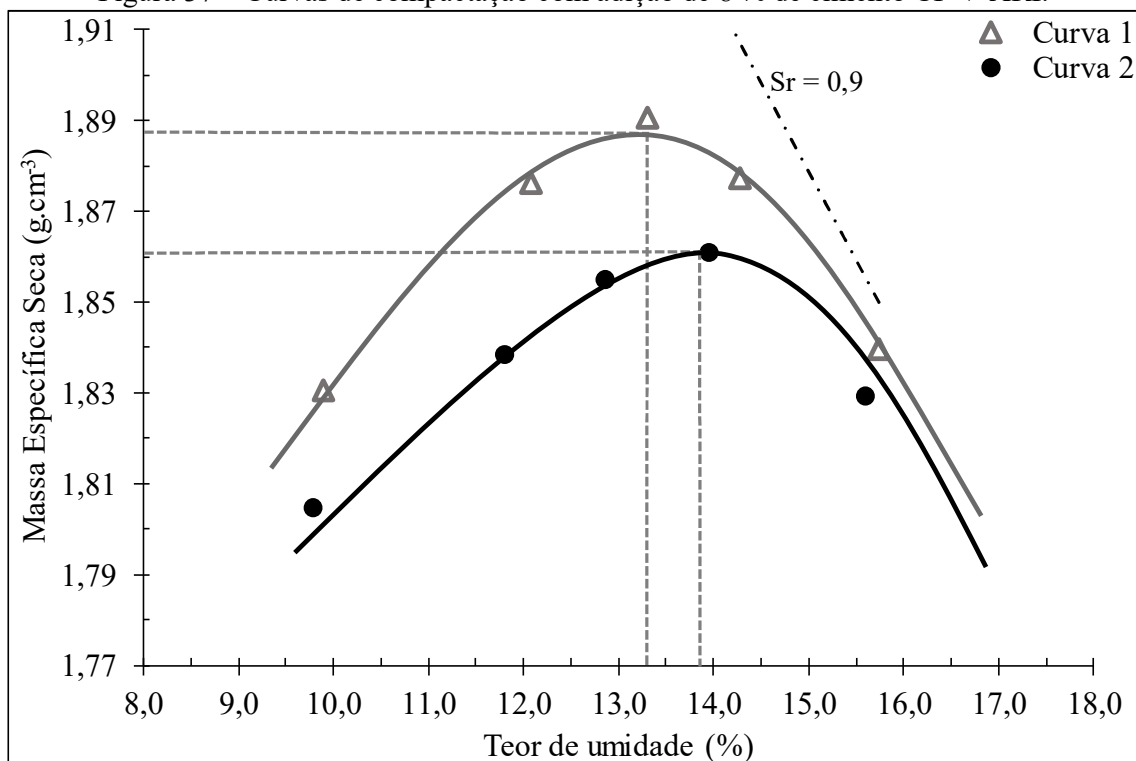


Figura 38 – Curvas de compactação com adição de 9 % de cimento CP V-ARI.

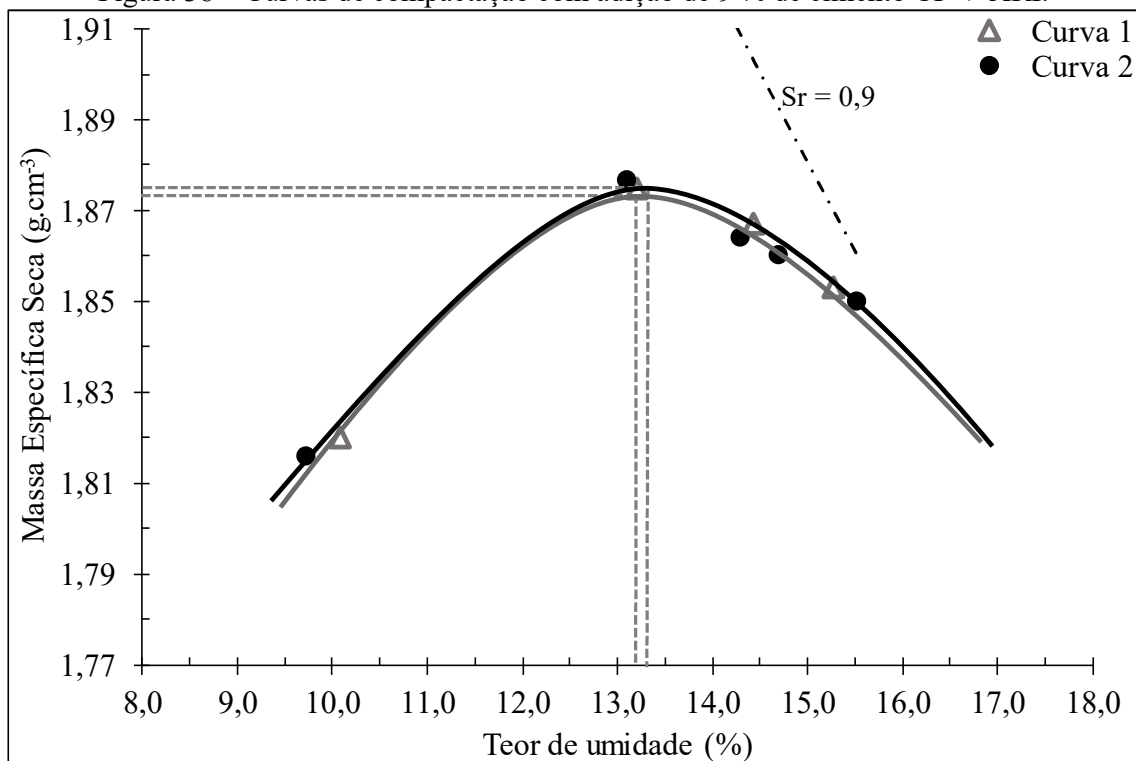
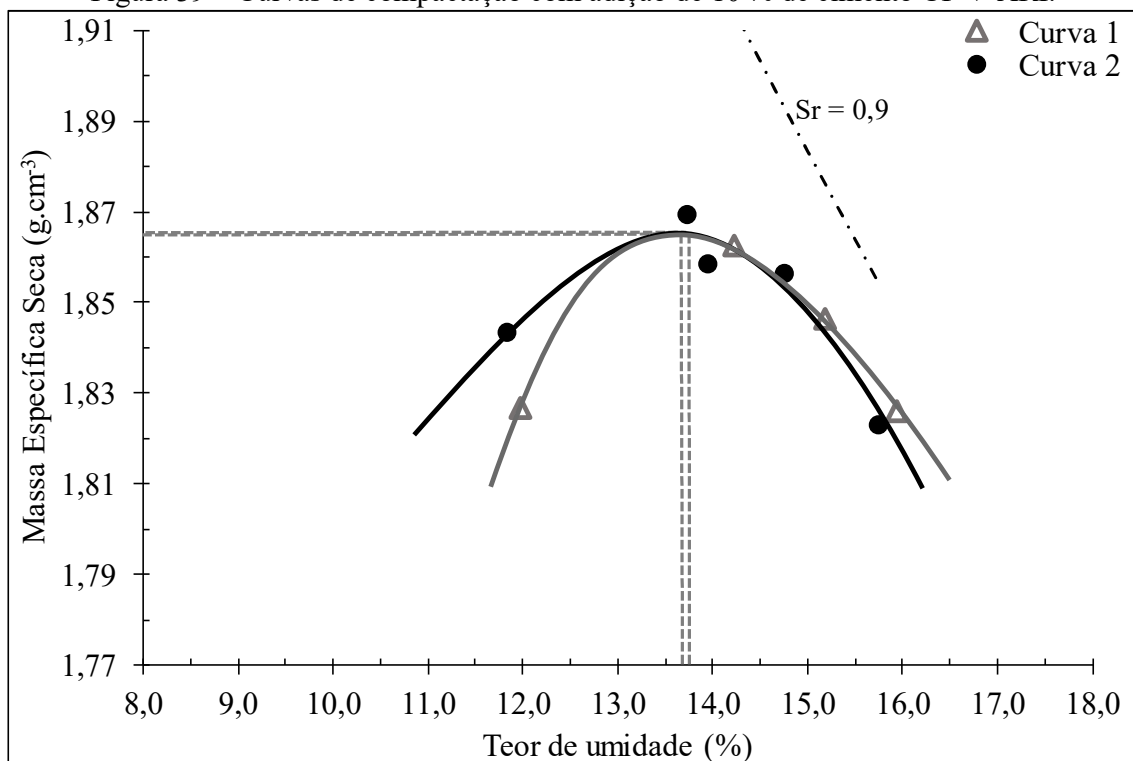


Figura 39 – Curvas de compactação com adição de 10 % de cimento CP V-ARI.



Fonte: Autor.

Os parâmetros de compactação obtidos das curvas, compreendidos da massa específica seca máxima e teor de umidade ótima, estão sumarizados nas Tabela 11 e Tabela 12, empregando o CP II Z-32 como agente estabilizante, e Tabela 13 e Tabela 14, para o cimento ARI, além dos parâmetros para o solo sem adição.

Em análise dos valores do solo puro compactado e com agente estabilizante, percebe-se que a massa específica seca máxima não apresentou variações acentuadas, sendo a máxima diferença de $0,03 \text{ g.cm}^{-3}$ (Tabela 11 e Tabela 13). Quanto ao teor de umidade ótima, a adição inicial de 6 % cimento provocou decréscimo nesse parâmetro para os dois estabilizantes, seguido por tendência geral de aumento (Tabela 12 e Tabela 14).

Observa-se que todos os valores de massa específica seca máxima e umidade ótima apresentaram uma baixa dispersão, sucedendo em baixos coeficientes de variabilidade.

Tabela 11 – Massa específica seca máxima do solo e das misturas com cimento CP II.

Teor de cimento (%)	Curva	Massa Específica Seca Máxima (g.cm ⁻³)	Média (g.cm ⁻³)	Desvio-padrão	Coefficiente de Variabilidade (%)
0	1	1,862	1,87	0,006	0,30
	2	1,870			
6	1	1,874	1,88	0,004	0,23
	2	1,880			
7	1	1,878	1,88	0,004	0,23
	2	1,884			
8	1	1,886	1,89	0,001	0,07
	2	1,888			
9	1	1,897	1,90	0,001	0,07
	2	1,895			
10	1	1,884	1,89	0,003	0,15
	2	1,888			

Fonte: Autor.

Tabela 12 – Teor de umidade ótima do solo e das misturas com cimento CP II.

Teor de cimento (%)	Curva	Umidade Ótima (%)	Média (%)	Desvio-padrão	Coefficiente de Variabilidade (%)
0	1	13,7	13,7	0,071	0,52
	2	13,6			
6	1	13,1	13,2	0,106	0,81
	2	13,3			
7	1	13,4	13,3	0,212	1,60
	2	13,1			
8	1	13,5	13,5	0,000	0,00
	2	13,5			
9	1	13,4	13,5	0,177	1,31
	2	13,7			
10	1	13,4	13,6	0,212	1,57
	2	13,7			

Fonte: Autor.

Tabela 13 – Massa específica seca máxima do solo e das misturas com cimento CP V.

Teor de cimento (%)	Curva	Massa Específica Seca Máxima (g.cm ⁻³)	Média (g.cm ⁻³)	Desvio-padrão	Coefficiente de Variabilidade (%)
0	1	1,862	1,87	0,006	0,30
	2	1,870			
6	1	1,868	1,86	0,014	0,76
	2	1,848			
7	1	1,867	1,87	0,004	0,19
	2	1,872			
8	1	1,888	1,88	0,018	0,98
	2	1,862			
9	1	1,875	1,87	0,001	0,08
	2	1,873			
10	1	1,865	1,87	0,000	0,00
	2	1,865			

Fonte: Autor.

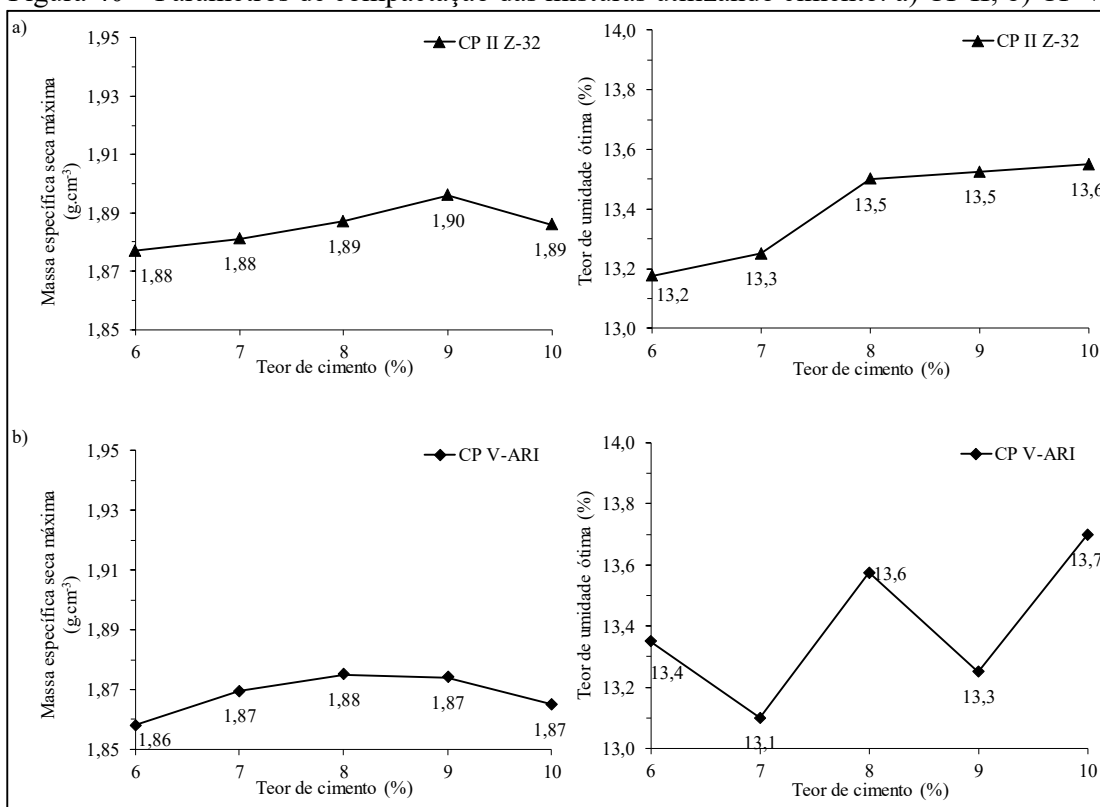
Tabela 14 – Teor de umidade ótima do solo e das misturas com cimento CP V.

Teor de cimento (%)	Curva	Umidade Ótima (%)	Média (%)	Desvio-padrão	Coefficiente de Variabilidade (%)
0	1	13,7	13,7	0,071	0,52
	2	13,6			
6	1	13,1	13,4	0,354	2,65
	2	13,6			
7	1	13,1	13,1	0,000	0,00
	2	13,1			
8	1	13,3	13,6	0,389	2,86
	2	13,9			
9	1	13,3	13,3	0,071	0,53
	2	13,2			
10	1	13,7	13,7	0,000	0,00
	2	13,7			

Fonte: Autor.

As variações ocorridas nos parâmetros de compactação para os dois tipos de cimento foram agrupadas na Figura 40, a fim de tornar a análise mais visual e facilitar a discussão que se segue.

Figura 40 – Parâmetros de compactação das misturas utilizando cimento: a) CP II; b) CP V.



Fonte: Autor.

Em função do percentual de adição, para ambos agentes cimentantes, foi observado uma sutil tendência de aumento da massa específica seca até determinado teor, a partir do qual ocorreu suave decréscimo. Em relação ao cimento CP II, essa mudança se deu entre 9 e 10 %, diferentemente do cimento ARI, em que a ocorrência foi entre 8 e 9 % de adição.

O aumento da massa específica seca é atribuído ao preenchimento dos vazios do solo por meio da adição de partículas de cimento, as quais apresentam maior massa específica dos sólidos em comparação com a massa real dos grãos do solo (Tabela 8). Essa tendência já foi reportada em diversos trabalhos da literatura, como Ingunza, Pereira e Santos Junior (2015) e Cancian (2017).

Já a ocorrência de queda da massa específica seca para teores crescentes de adição em ambos teores de cimento, embora menos frequente, já foi descrita em trabalho de Portelinha *et al.* (2012), variando o teor de cimento de 1 a 3 %, assim como em trabalho de Osinubi (1998), e Osinubi e Nwaiwu (2006), estudando o efeito do tempo entre mistura e compactação para um solo tratado com cal. De acordo com os autores, esse comportamento pode ser ocasionado pela formação de componentes transicionais que apresentaram maiores densidades para uma faixa específica de adição.

Devido a esse evento ter sido observado na presença dos dois agentes estabilizantes, acredita-se que o acréscimo de cimento, resultando em aumentos de massa específica seca está associado a um limite, a partir do qual a densidade da mistura se torna menos sensível a essa variação. Supõe-se que esse comportamento esteja vinculado a granulometria do solo em estudo, em virtude de ser uma areia bem graduada, com aproximadamente 23 % de material menor do que 0,075 mm, indicando que o solo compactado sem adição de cimento já possui um satisfatório entrosamento entre os grãos e partículas. Vale pontuar que somente a realização de análises microscópicas poderiam confirmar essas suposições.

Em relação ao teor de umidade ótima, embora a tendência seja que acréscimos de cimento resultem no aumento de superfície a ser hidratada e, conseqüentemente, demande mais água, como verificado com o cimento CP II (Figura 40a), Nunez (1991), utilizando uma areia siltosa (53 % de areia, 33 % de silte e 14 % de argila), demonstrou em seu estudo uma falta de padrão para as curvas de compactação de misturas de solo-cimento na energia normal, em que a umidade ótima aumentou para os teores de 3 e 11 % e diminuiu com 5 % de cimento, comportamento esse semelhante ao observado com uso do cimento CP V (Figura 40b).

Osula (1989) explica que a diminuição nos teores de umidade ótima ao aumentar o teor de adição de cimento estão relacionadas ao aumento das reações de troca de íons, resultando em uma floculação acentuada e, por conseguinte, aumento do tamanho dos grãos, onde a mistura passa a demandar menos água para compactação.

Finalmente, incide sobre a obtenção dos parâmetros de moldagem por intermédio das curvas, para ambos agentes estabilizantes, imprecisões inerentes a realização de qualquer ensaio experimental, as quais possam ter influenciado na variação dos resultados obtidos para massa específica seca máxima e teor de umidade ótima, assim como devido ao refinamento dos ajustes, especialmente pela proximidade dos pontos.

4.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO

Em decorrência do grande volume de dados, optou-se por expor as características físicas das misturas ensaiadas em tabelas localizadas na seção APÊNDICES deste trabalho, a qual está organizada em ensaios de resistência à compressão simples (Apêndice A), resistência à tração e ultrassom (Apêndice B) e módulo resiliente (Apêndice C), a fim de facilitar a organização do trabalho e possibilitar fluidez da discussão.

Para verificar o efeito do tipo e teor de cimento, dimensão dos corpos de prova e tempo de cura no comportamento mecânico, sob a ótica de ensaios à compressão simples, foram

moldados corpos de prova em triplicata, sendo apresentados os dados gerais no Apêndice A. Seguindo a mesma linha de abordagem, para as análises relacionadas à tração por compressão diametral e velocidade de pulso ultrassônico, foram moldados corpos de prova em duplicata, retratados no Apêndice B.

Também são apresentados os parâmetros para o solo sem adição de cimento, admitindo os mesmos valores para as idades de ruptura de 7 e 28 dias. Vale dizer que esses corpos de prova não foram levados a imersão, uma vez que estariam sujeitos a se desfazerem.

Nas tabelas contidas nesses apêndices constam a massa específica seca (γ_d), grau de compactação (GC), teor de umidade de moldagem (ω) e sua variação quando comparado ao teor de umidade ótimo ($\Delta\omega$), teor de umidade na ruptura (ω_{rup}), grau de saturação de moldagem (S_r) e de ruptura ($S_{r_{rup}}$), índice de vazios (e), porosidade (η) e porosidade média ($\eta_{m\u00e9dia}$), absorção de água (Abs.) e sua média (Abs. $_{m\u00e9dia}$), relação água/cimento individual (a/ci) e média (a/ci $_{m\u00e9dia}$).

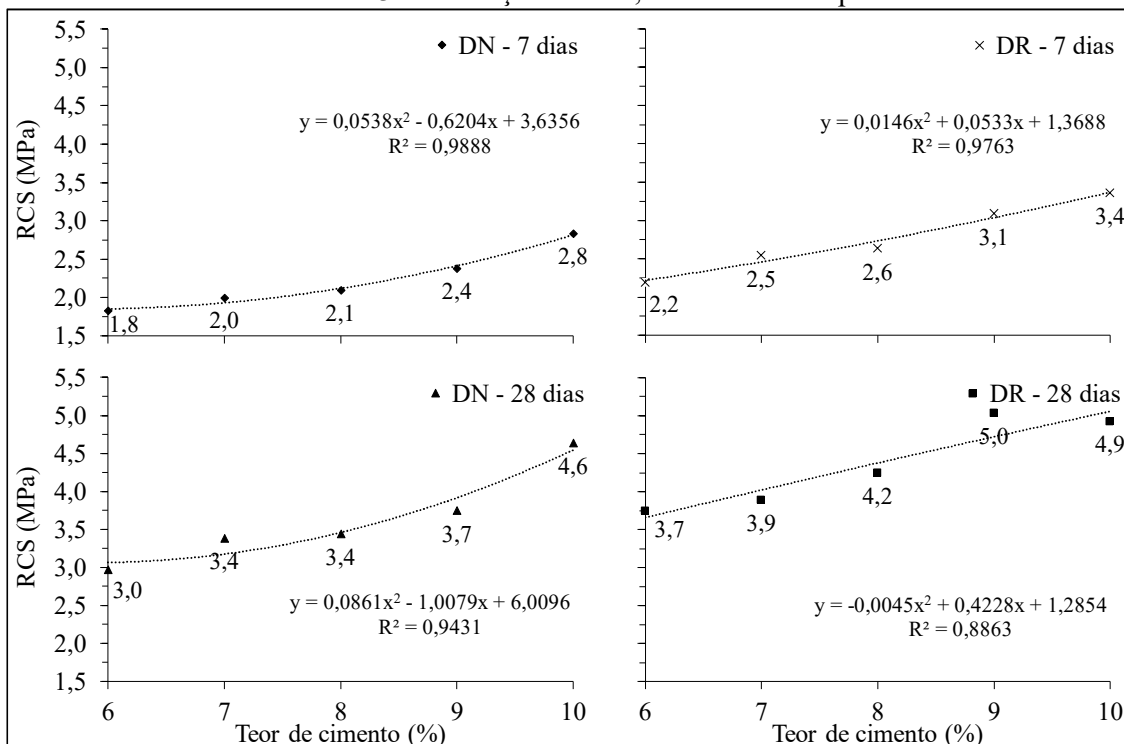
4.3.1 Resistência à Compressão Simples (RCS)

O comportamento mecânico avaliado sob a ótica da resistência à compressão simples em função dos teores de cimento, dimensão do corpo de prova e tempo de cura está exposto na Figura 41 e Figura 42, as quais mostram tendências com coeficientes de correlação satisfatórios para a faixa de adição investigada nesse trabalho.

O incremento de resistência do solo ao ser estabilizado quimicamente fica evidente ao contrastar as respostas das misturas solo-cimento com as obtidas no solo puro, os quais apresentaram RCS média de 0,43 MPa (dimensão normal) e 0,62 MPa (dimensão reduzida). No que tange a RCS, os aumentos mínimo e máximo para o cimento CP II Z-32 foram da ordem de 3,5 (6 % de cimento, 7 dias, dimensão reduzida) e 10,8 vezes (10 % de cimento, 28 dias, dimensão normal), enquanto que para o cimento CP V-ARI esses incrementos foram de 5,2 (6 % de cimento, 7 dias, reduzida) e 14,1 vezes (10 % de cimento, 28 dias, dimensão normal).

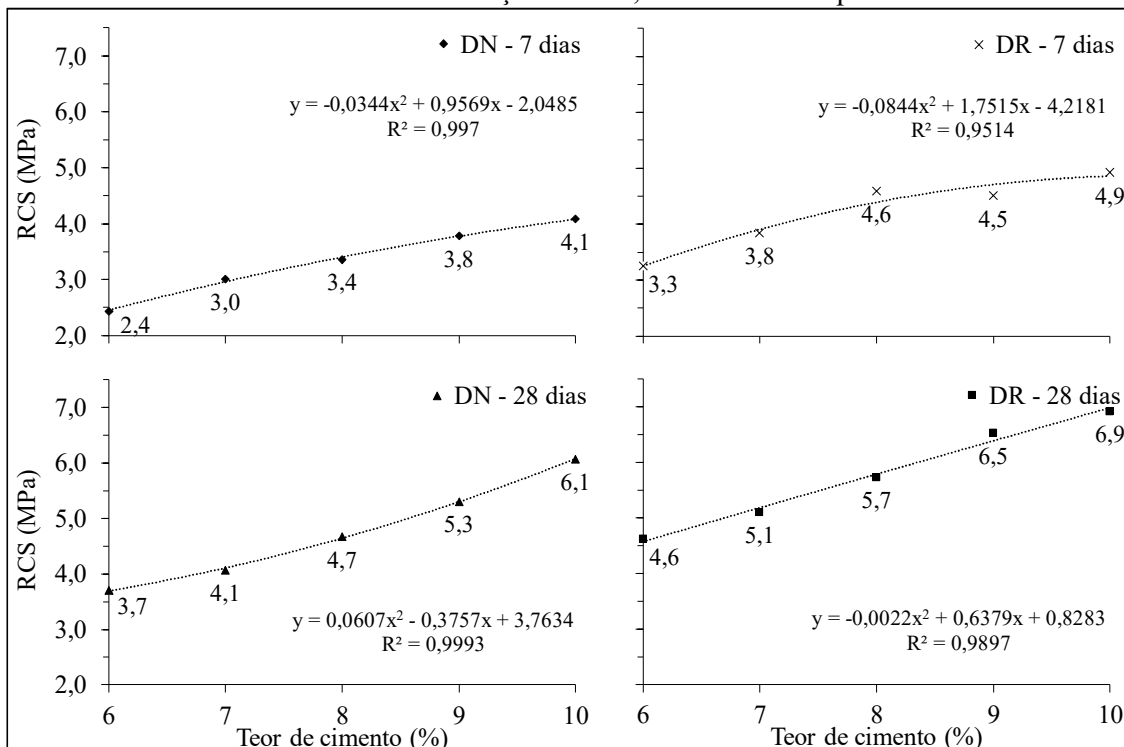
Semelhantemente ao comportamento observado em materiais como o concreto, a diminuição da relação água/cimento resultou em aumentos de resistência nas misturas solo-cimento (Apêndice A). No caso deste trabalho, essa relação ficou situada em uma faixa entre 2,36 e 1,47, estando seu decréscimo mais associado ao aumento do teor de cimento do que as alterações no teor de umidade, visto que essas diferiram em menos de 1 %. Estudo de Foppa (2005) apresenta valores próximos aos obtidos neste estudo.

Figura 41 – Resistência à compressão simples para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II Z-32 em função do teor, dimensão e tempo de cura.



Fonte: Autor.

Figura 42 – Resistência à compressão simples para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V-ARI em função do teor, dimensão e tempo de cura.



Fonte: Autor.

No tocante ao requisito normativo para empregar essas misturas em camada de base de pavimentos (DNIT-ES 143/2010), a resistência à compressão simples mínima de 2,1 MPa foi alcançada para a maioria dos traços estudados, não sendo atingida apenas para os teores de 6 e 7 % de cimento CP II Z-32, dimensão normal, aos 7 dias de cura (Figura 41).

Independentemente da condição experimental, o aumento do tempo de cura promoveu incrementos de resistência, seguindo comportamento descrito pela literatura (AIBAN *et al.*, 1998; PORBAHA; SHIBUYA; KISHIDA; 2000; FERNANDES, 2012; ROCHA; REZENDE, 2017; CARDOSO; RIBEIRO; NÉRI, 2017).

As misturas realizadas com cimento CP V-ARI, de alta resistência inicial, apresentaram maiores resistências para ambos tempos de cura, ao serem contrapostas com aquelas do cimento CP II Z-32, confirmando tendência apontada por trabalho de Felt (1955). Nesse ponto, ressalta-se a dificuldade de encontrar trabalhos na literatura que compararam o comportamento do solo estabilizado frente à diferentes tipos de cimento.

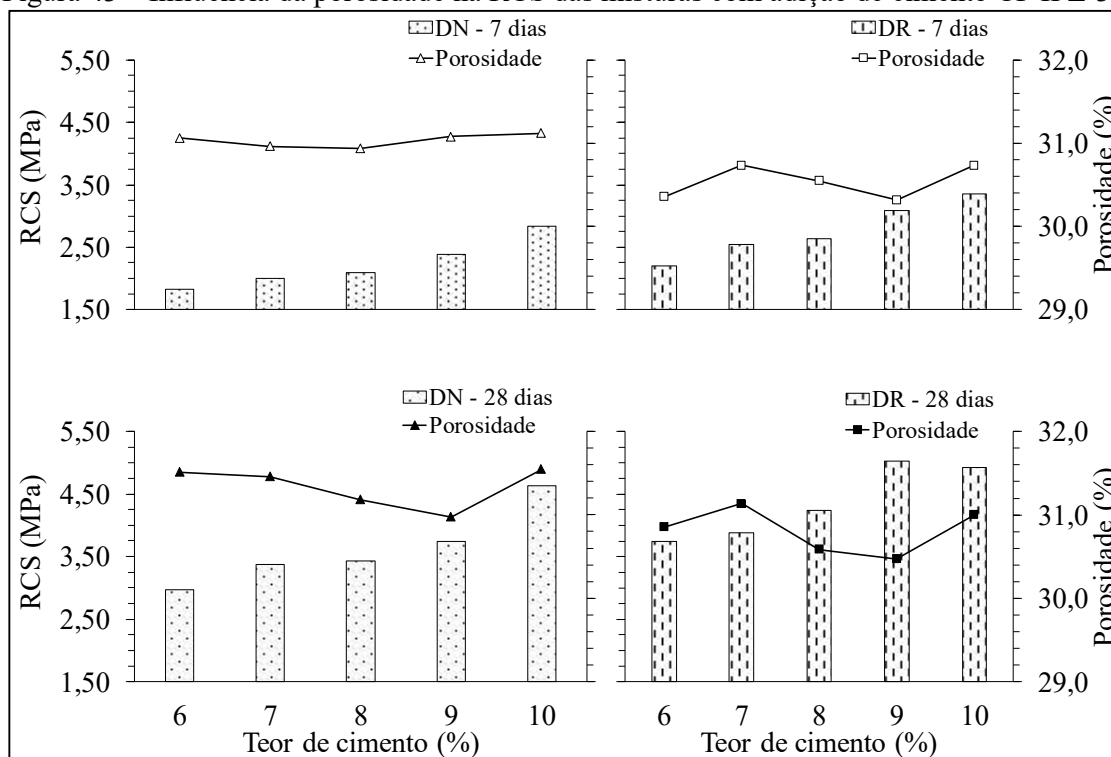
Em contrapartida, os incrementos médios de resistência com o aumento do tempo de cura foram maiores para o CP II - entre 59,0 e 63,0 % para as DR e DN, quando comparados ao CP V - da ordem de 37,0 e 43,0 % para as DR e DN.

Relacionado ao efeito da relação entre H/d, ao comparar os resultados para as mesmas condições experimentais (teor de cimento, tipo de cimento e tempo de cura), variando somente as dimensões dos corpos de prova, foi observado maior resistência para aqueles moldados na DR, decorrentes do efeito da geometria e compactação.

De maneira geral, os corpos de prova moldados em dimensão reduzida (Apêndice A) atingiram maiores densidades para a mesma condição experimental e tempo de cura quando analisadas na dimensão normal, sendo esse fenômeno atribuído a diferenciação nos processos de compactação. Ainda assim, todos eles se enquadraram dentro do controle imposto.

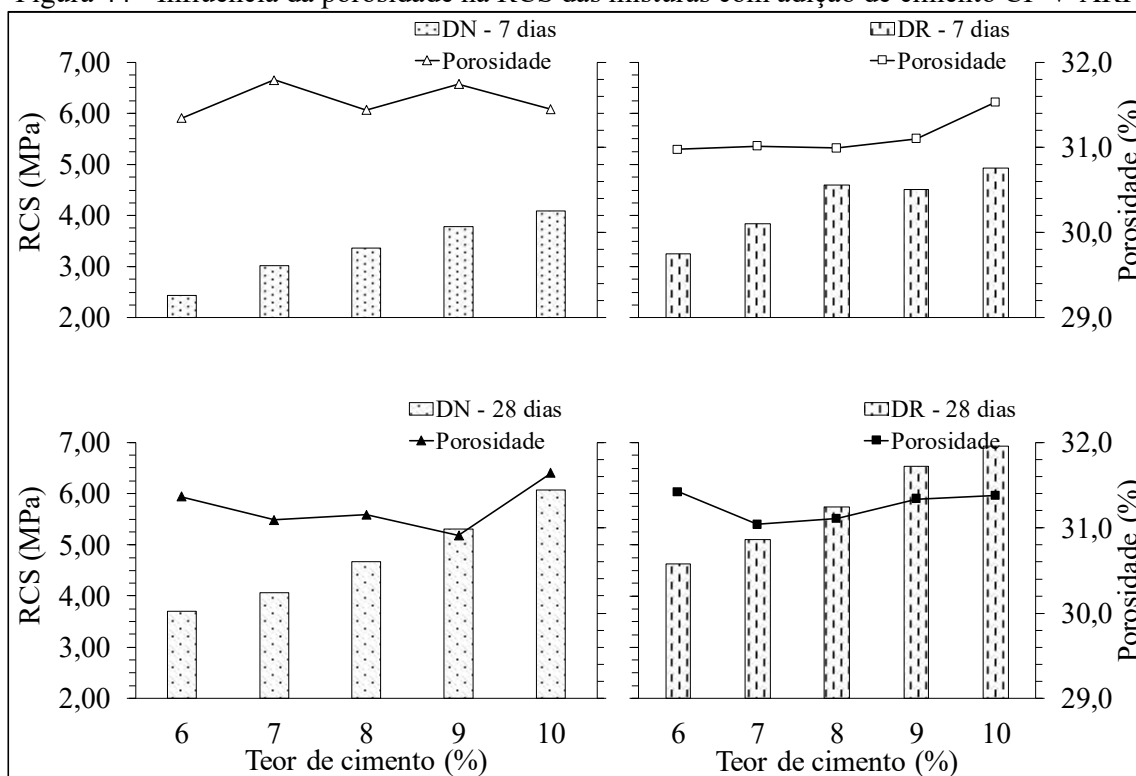
Se tratando do efeito da porosidade na RCS das misturas com cimento CP II Z-32 e CP V-ARI (Figura 43 e Figura 44), calculada por intermédio dos índices físicos obtidos na fase de moldagem, o aumento da porosidade não ocasionou decréscimos de resistência. Isto se deve à complexidade de fatores que atuam na resposta mecânica do material, entre os quais, cita-se a massa específica seca, grau de compactação e teor de cimento, estando diretamente associados.

Figura 43 – Influência da porosidade na RCS das misturas com adição de cimento CP II Z-32



Fonte: Autor.

Figura 44 - Influência da porosidade na RCS das misturas com adição de cimento CP V-ARI



Fonte: Autor.

No que concerne a massa específica seca máxima, a pequena alteração ocorrida entre o solo puro e adições entre 6 e 10 % de cimento (Figura 40), da ordem de $0,03 \text{ g.cm}^{-3}$, resultou em índice de vazios muito próximos, dificultando o estabelecimento de patamares bem definidos para análise.

Do mesmo modo, Sanbonsuge *et al.* (2017) empregaram a técnica de estabilização química em um solo similar ao deste trabalho, classificado pelo sistema AASHTO como A-2-4, obtendo aumento de $0,02 \text{ g.cm}^{-3}$ na massa específica seca ao incorporar 5 % de cimento.

Em função desse parâmetro, os teores que apresentaram maior massa específica seca, 8 e 9 %, deveriam apresentar as menores porosidades sob a mesma condição experimental, o que é observado para a minoria dos casos.

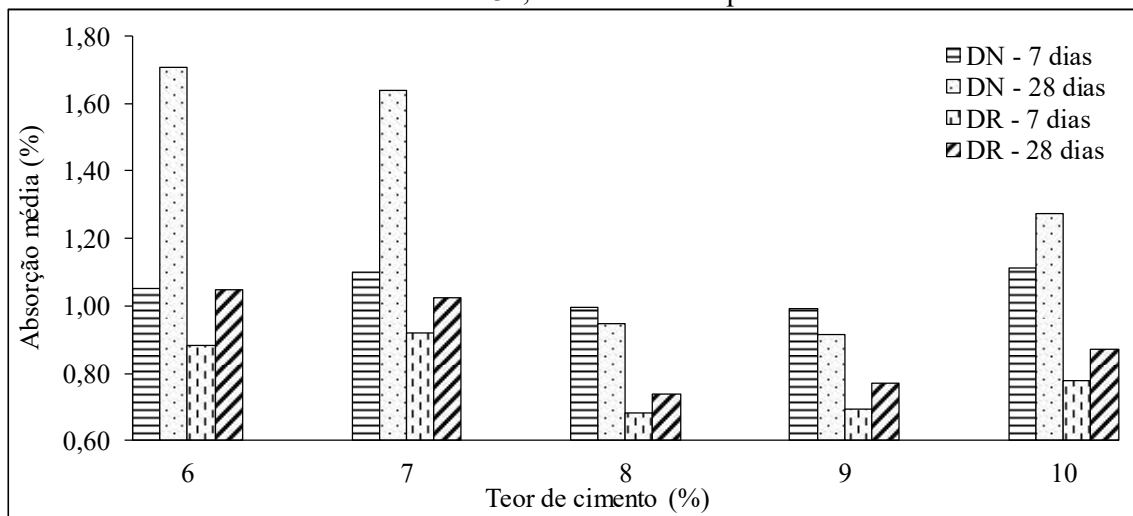
O estabelecimento de um grau de compactação igual a $100 \pm 2 \%$ permitiu que as densidades das misturas, delimitadas em uma faixa entre $1,87$ e $1,90 \text{ g.cm}^{-3}$, pudessem ser moldadas entre $1,83$ e $1,94 \text{ g.cm}^{-3}$, gerando em alguns casos menores porosidades para menores adições de cimento, por efeito da variabilidade dos índices físicos dos corpos de prova resultante do processo de compactação.

Diferentemente deste estudo, no qual o aumento do teor de cimento exerce maior efeito sobre a resposta mecânica do que as variações de porosidade, as quais variaram menos de dois pontos percentuais, trabalhos de Consoli *et al.* (2007) e Consoli *et al.* (2011) revelaram decréscimos exponenciais de resistência ao aumentar a porosidade da mistura. Cabe ressaltar que esses trabalhos foram desenvolvidos com um maior espectro de teores de cimento, entre 1 e 12 %, possibilitando o estudo de uma maior faixa de massas específicas (entre $1,73$ e $1,97 \text{ g.cm}^{-3}$), o que resultou em mais pontos para estabelecimento de linha de tendência e facilidade para avaliar a influência da porosidade na resistência das misturas.

Essas observações são corroboradas com base nos resultados de absorção (Apêndice A), a partir dos quais foram construídos gráficos que relacionam o teor de cimento e absorção média de água, medida após os corpos de prova permanecerem em imersão em água pelo período de 4 horas (Figura 45 e Figura 46).

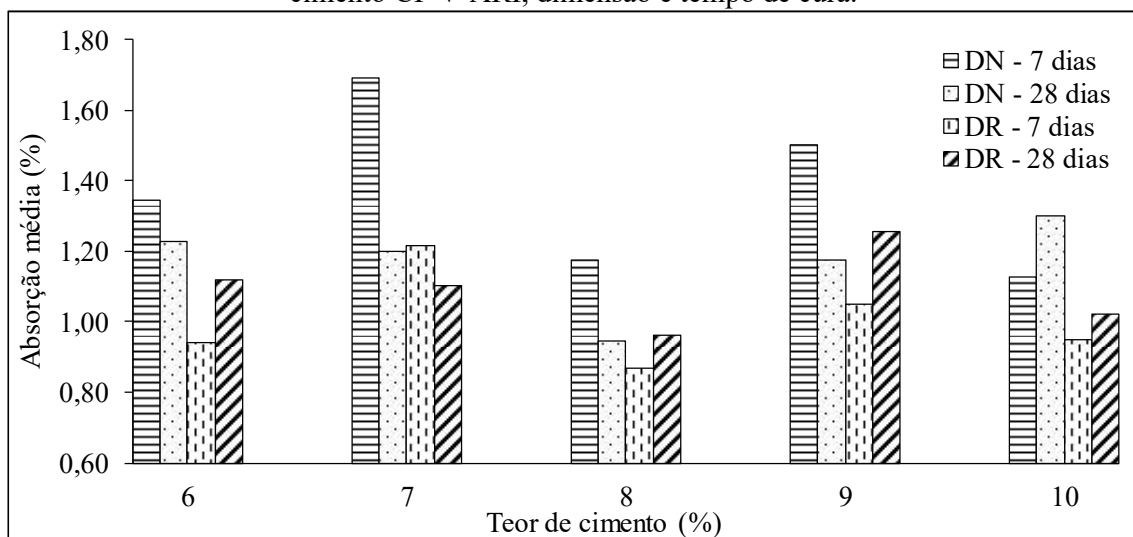
Ainda que a etapa de pesagem do corpo de prova antes e após imersão não seja respaldada por norma, ela se apresenta como um indicativo da porosidade, considerando apenas os poros abertos que formam canalículos, por meio dos quais a água pode infiltrar, sendo um procedimento rotineiro nos estudos de misturas solo-cimento desenvolvidas no Laboratório de Geotecnia da UEL.

Figura 45 - Absorção média das misturas ensaiadas à compressão em função do teor de cimento CP II Z-32, dimensão e tempo de cura.



Fonte: Autor.

Figura 46 – Absorção média das misturas ensaiadas à compressão em função do teor de cimento CP V-ARI, dimensão e tempo de cura.



Fonte: Autor.

A Figura 45 aponta para uma tendência de aumento de absorção para ambas dimensões com o aumento do tempo de cura, ao passo que a Figura 46 indica, em termos médios, redução da absorção com aumento do tempo para a dimensão normal e processo contrário ao ser avaliados os corpos de prova moldados em dimensão reduzida.

O comportamento previsto era de que o aumento no teor de cimento ocasionasse decréscimos na absorção, visto que ele desempenharia as funções de preencher os vazios ao mesmo tempo que o desencadeamento de reações de hidratação promovessem aglomerações com os grãos e partículas do solo.

Não obstante a isso, percebe-se que fatores como massa específica seca máxima, variação do teor de umidade de moldagem e o grau de compactação intervêm nesse processo, motivando a aparente inexistência de um padrão comum a ambos agentes cimentantes acerca dos acréscimos de cimento, dimensão e tempo de cura com a absorção de água.

Se tratando dos corpos de prova compactados abaixo do teor de umidade de moldagem pré-estabelecida, esses apresentaram maior susceptibilidade a etapa de imersão, entretanto, nos casos em que o grau de compactação foi maior ou igual a 100 %, os percentuais de absorção se mostraram menores.

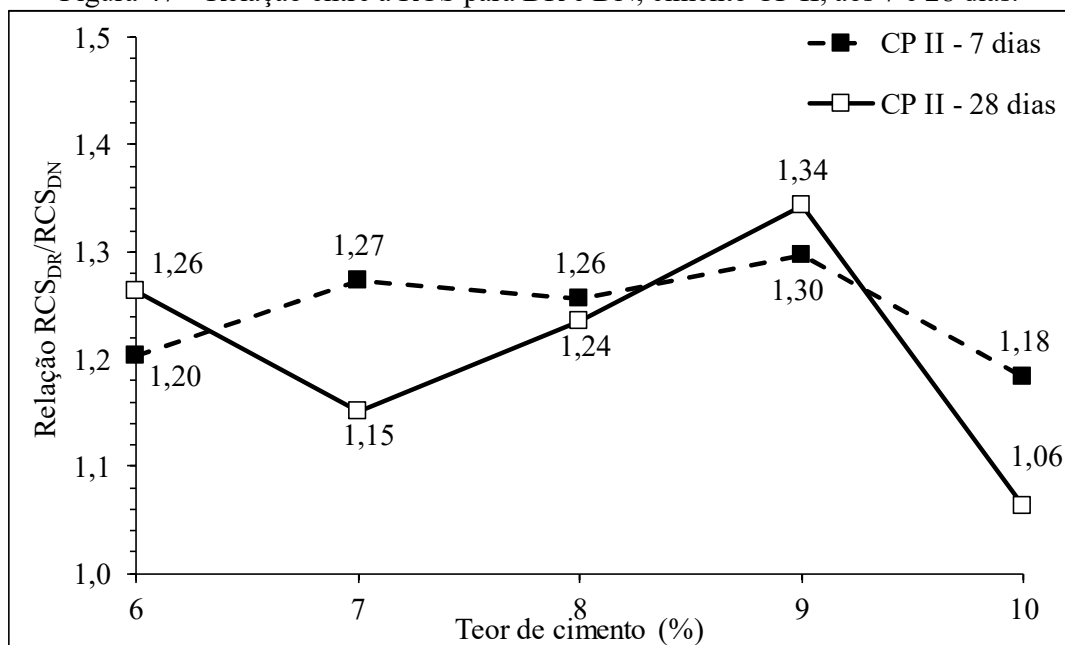
Em estudo de Cancian (2013) e Cancian (2017) foi observado aumentos de porosidade em função do aumento do tempo entre mistura e compactação da mistura, resultando em acréscimos de absorção de água e, conseqüentemente, decréscimos de resistência à compressão simples. Por este trabalho ser realizado com compactação imediatamente após mistura, a ordem de grandeza das porosidades se mostrou menos relevante, estando o comportamento mecânico governado pelos percentuais de adição.

Vale pontuar que a etapa de imersão ocorre a fim de que a mistura se aproxime da saturação, diminuindo os efeitos da sucção, ainda que após este período, um certo nível de sucção possa estar presente. Embora essa variável não tenha sido avaliada no presente estudo, estudo de Consoli *et al.* (2007), utilizando corpos de prova com altura e diâmetro de 10,0 cm x 5,0 cm, com tempo de imersão de 24 h, obtiveram valores de sucção matricial situados entre 0,041 e 0,124 MPa, para valor médio de grau de saturação de 87 %, próximo aos obtidos no presente estudo, calculados por meio dos índices físicos. Consonante com a percepção dos autores, acredita-se que a sucção se mostra relativamente insignificante quando comparado aos resultados de resistência medidos.

Em análise da relação entre a resistência à compressão simples para as dimensões reduzida e normal em função dos teores de adição e tipo de cimento (Figura 47 e Figura 48), é possível notar que os resultados se situaram em dessemelhantes faixas, compreendidos entre 1,06 e 1,34 para o cimento CP II e 1,14 e 1,37 ao se utilizar o CP V.

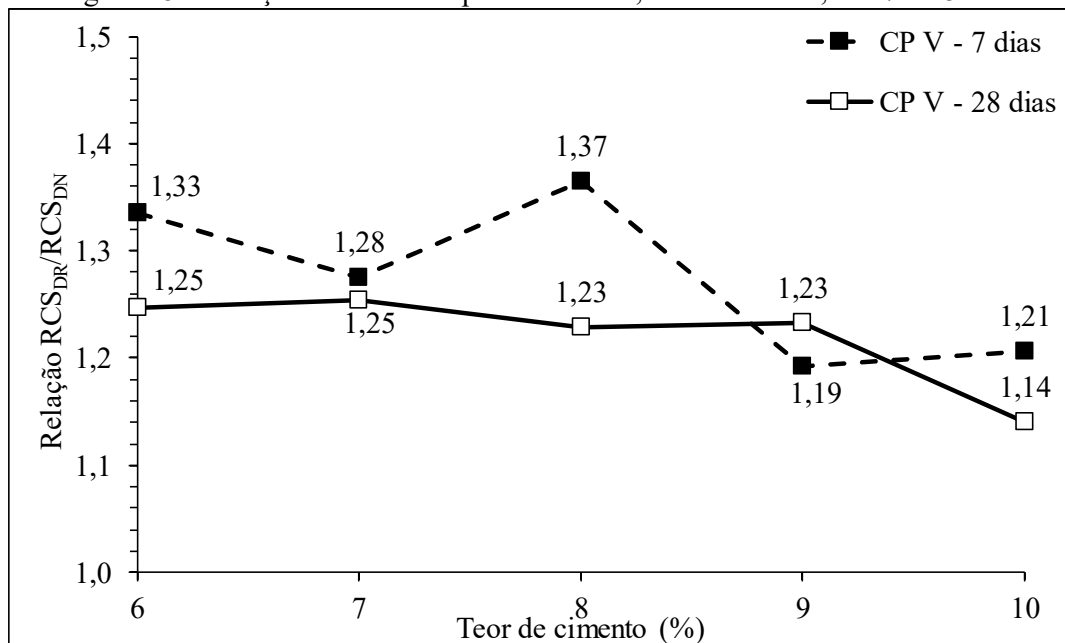
Em ambos cimentos, o teor que demonstrou menores relações foi o de 10 %, fornecendo indícios de menor sensibilidade da resistência ao efeito da dimensão dos corpos de prova em teores mais elevados de cimento.

Figura 47 – Relação entre a RCS para DR e DN, cimento CP II, aos 7 e 28 dias.



Fonte: Autor.

Figura 48 – Relação entre a RCS para DR e DN, cimento CP V, aos 7 e 28 dias.



Fonte: Autor.

Ainda que as relações RCS_{DR}/RCS_{DR} provenientes do cimento CP V, aos 28 dias de cura, evidenciem uma tendência de constância, de maneira geral ocorreu alteração dessa relação ao variar a quantidade de adição dos agentes estabilizantes, para as duas idades de ruptura.

Desta forma, fica evidente a importância de se considerar a influência da dimensão do corpo de prova no estudo do comportamento mecânico das misturas solo-cimento, as quais, para o solo em estudo, dentro da faixa de investigação, apresentaram diferentes relações e, conseqüentemente, diferentes fatores de correção da resistência em função da relação H/d.

4.3.2 Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD)

Como argumentado em itens anteriores, a resistência à tração das misturas solo-cimento se apresenta como um importante parâmetro no comportamento desse material ao ser empregado em camada de pavimento (NUNEZ, 1991; SPECHT; CERATTI; CONSOLI, 2006).

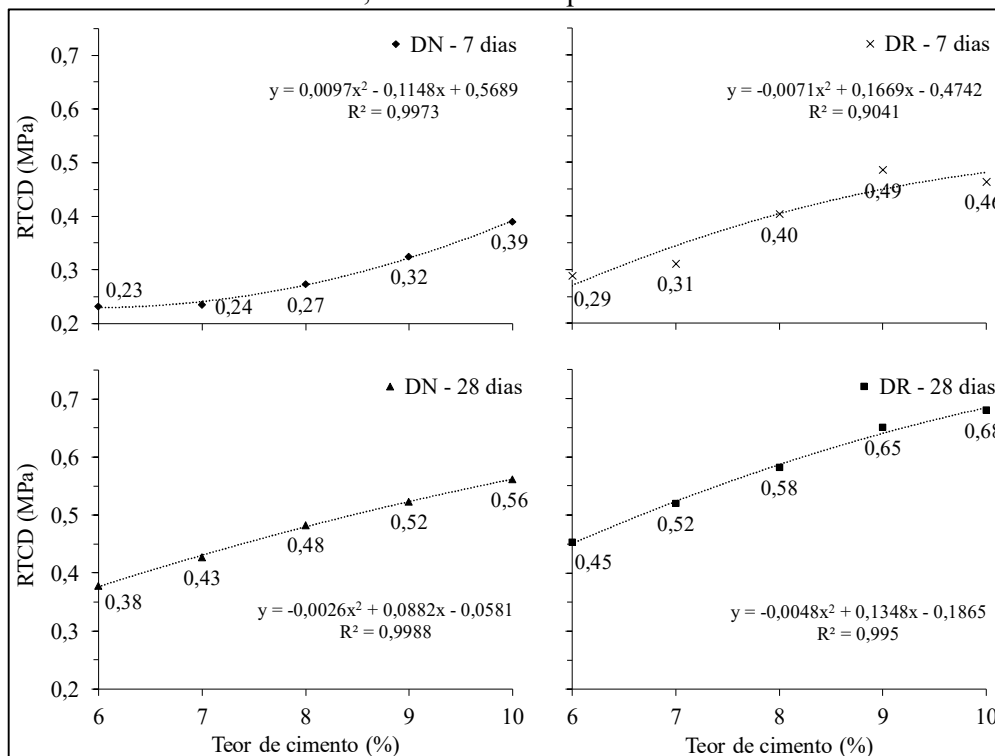
Seguindo as mesmas condições experimentais dos corpos de prova moldados para a RCS, foram construídos gráficos relacionando o efeito do tipo e teor de cimento, dimensão do corpo de prova e tempo de cura na RTCS, os quais estão retratados na Figura 49 e Figura 50. Para todos os gráficos foram obtidos elevados ajustes, visto que os coeficientes de correção (R^2) se apresentaram acima de 0,90, considerando linhas de tendência exponencial de segunda ordem.

Ao comparar a resistência à tração média do solo puro (0,07 MPa na dimensão normal e 0,06 MPa na dimensão reduzida) com as obtidas nas misturas, os ganhos mínimos e máximos foram de 3,3 (6 % de cimento, 7 dias, dimensão normal) e 11,3 vezes (10 % de cimento, 28 dias, dimensão reduzida), ao passo que para o cimento CP V-ARI, esses incrementos foram da ordem de 5,0 (6 % de cimento, 7 dias, dimensão normal) e 12,8 vezes (10 % de cimento, 28 dias, dimensão reduzida).

Os valores de RTCD das misturas foram razoavelmente maiores aos determinados por Floss (2012), embora o índice de vazios de ambos trabalhos tenha ficado compreendido em faixas similares. Nesse sentido, atribui-se a diferença no comportamento ocasionada pelo tipo de solo, uma vez que o autor utilizou solo areno-pedregulhoso para desenvolvimento do estudo, além do presente trabalho adotar maiores tempos de cura.

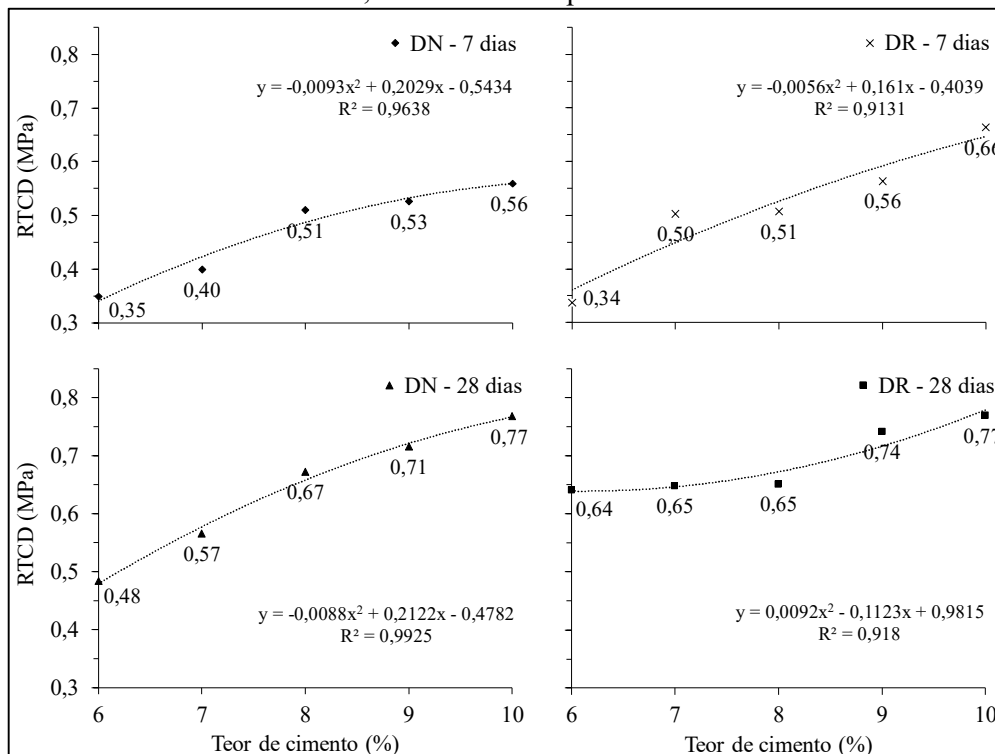
O aumento dos teores de cimento e tempo de cura proporcionaram ganhos de resistência à tração, sendo os mesmos comportamentos reportados em estudo de Cardoso, Ribeiro e Néri (2017) utilizando uma areia siltosa não plástica. Os autores variaram a relação água/cimento para teores de 10, 13 e 17 % de cimento em distintos períodos de cura (3, 7, 14 e 28 dias).

Figura 49 – RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II em função do teor, dimensão e tempo de cura.



Fonte: Autor.

Figura 50 – RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V em função do teor, dimensão e tempo de cura.



Fonte: Autor.

Assim como constatado na RCS, a estabilização do solo com adição de CP V-ARI resultou em resistências mais elevadas quanto comparadas as mesmas condições de dimensão, tempo de cura e teor de cimento, empregando como agente estabilizante o cimento CP II Z-32.

Esse mesmo agente foi utilizado por Sanbonsuge *et al.* (2017) na proporção de 5 % em relação a massa seca, avaliando a RCS e RTCD para os tempos de cura de 3, 7, 14 e 28 dias, na umidade ótima, ajustadas para as condições de umidade de campo e umidade higroscópica. Acerca das respostas à tração, essas foram da ordem de 0,35 para 0,46 MPa para 7 e 28 dias.

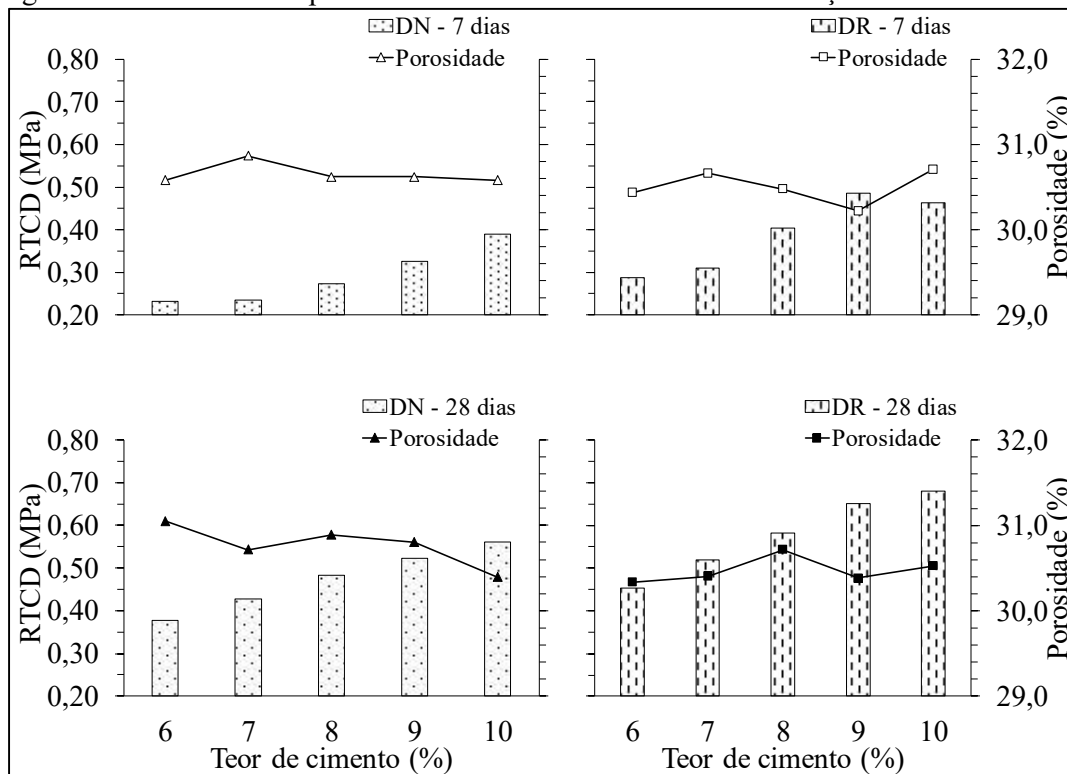
Outro ponto relevante se encontra na influência da relação H/d, uma vez que ao elevar essa razão de 1,27 para 2,1 houve aumento na resposta mecânica do material. Pressupõe-se o aumento da relação dessas dimensões resulte em melhoria na distribuição de tensões, possibilitando maiores resistências para o material.

Outro fator que possivelmente tenha contribuído para a diferença de resposta foi a forma de aplicação da energia durante a compactação, visto que no corpo de prova de dimensão normal a energia é aplicada ao longo da área em golpes subsequentes, devido a área superficial do mesmo ($\varnothing = 10$ cm) ser maior do que a área do soquete empregado nos golpes ($\varnothing = 5$ cm), diferentemente do ocorrido naqueles de dimensão reduzida ($\varnothing = 5$ cm), uma vez que há compatibilidade entre essas duas dimensões (soquete e CP), sendo a energia de cada golpe distribuída por toda a área.

Comportamento semelhantemente foi verificado em estudo de Consoli, Dalla Rosa e Fonini (2009), estudando a capacidade de carga para um sistema de camada dupla, formada por camada superior de solo artificialmente cimentado (diferentes agentes estabilizantes) assente sobre uma camada compressível de solo residual, variando o diâmetro da placa circular e altura da camada cimentada. O aumento da razão entre a altura da camada artificialmente cimentada e o diâmetro da placa de carga resultou no aumento das cargas suportadas.

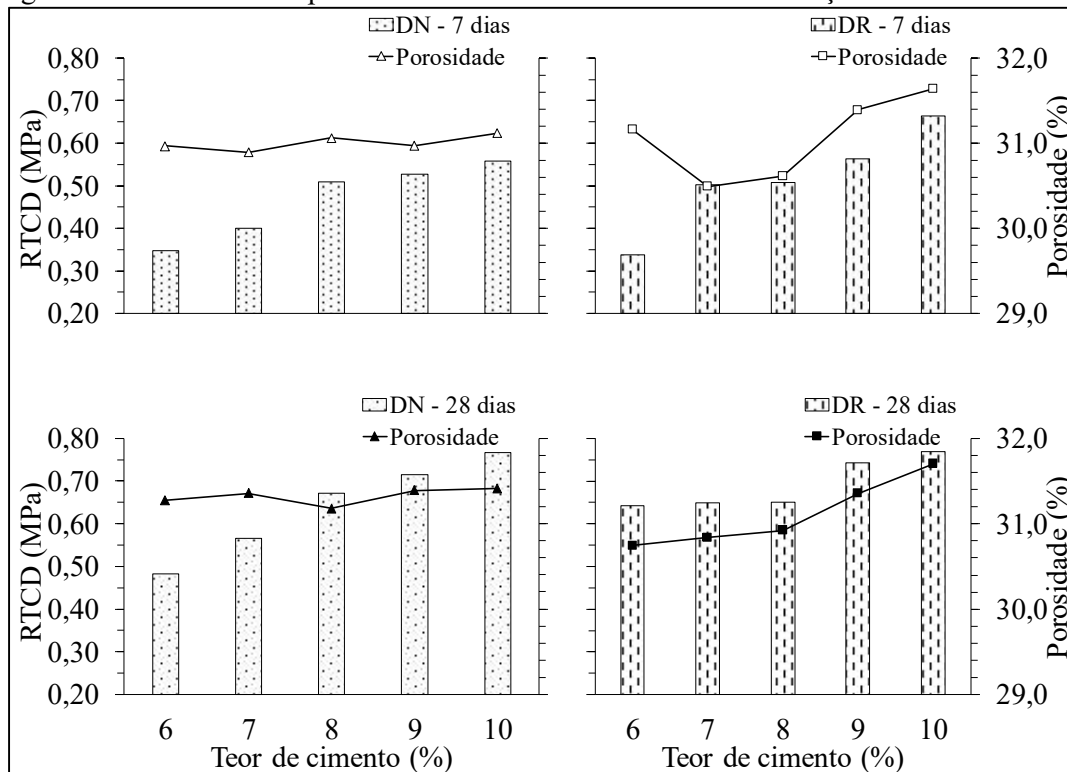
A variável porosidade se apresentou como um fator menos influente na RTCD defronte do aumento do cimento, assim como ocorrido na RCS, conforme demonstrado na Figura 51 e Figura 52. Nesse processo, ressalta-se a complexidade da interação de variáveis como massa específica seca, grau de compactação e teor de umidade para estabelecimento de um comportamento bem definido.

Figura 51 – Influência da porosidade na RTCD das misturas com adição de cimento CP II.



Fonte: Autor.

Figura 52 – Influência da porosidade na RTCD das misturas com adição de cimento CP V.

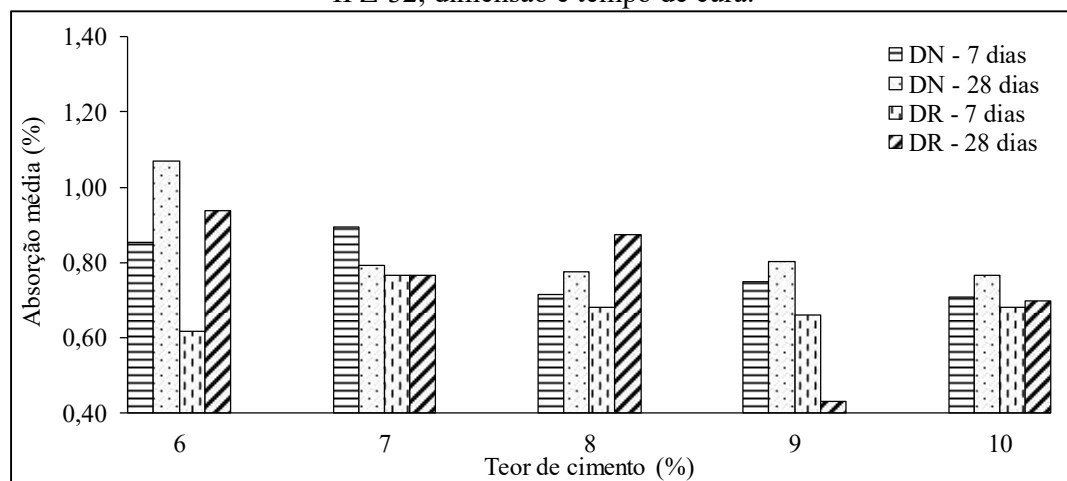


Fonte: Autor.

Os resultados de absorção de água (Figura 53 e Figura 54), por meio dos quais é possível avaliar indiretamente a porosidade das misturas, indicam, em termos médios, aumento de absorção com o aumento do tempo de cura para ambas dimensões quando moldados com o CP II, semelhantemente as observações feitas no estudo de resistência à compressão simples.

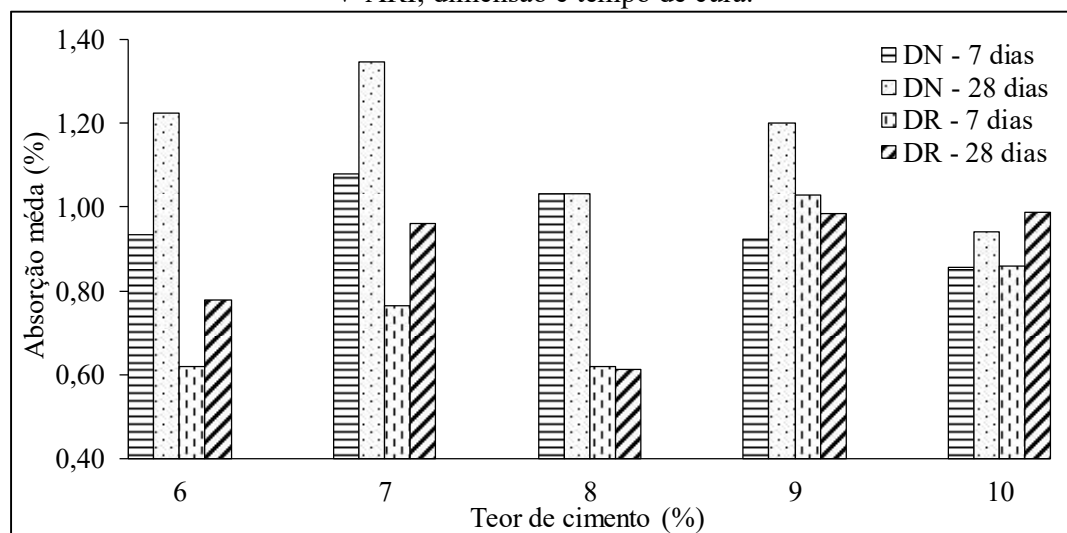
As misturas realizadas com o CP V na dimensão reduzida apontaram aumentos de absorção, enquanto que na dimensão normal ocorreram decréscimos com o aumento do tempo de cura, contrariamente ao observado na RCS. Isso se deve a influência de outros parâmetros nessa propriedade, conforme discutido no item anterior.

Figura 53 – Absorção média das misturas ensaiadas à tração em função do teor de cimento CP II Z-32, dimensão e tempo de cura.



Fonte: Autor.

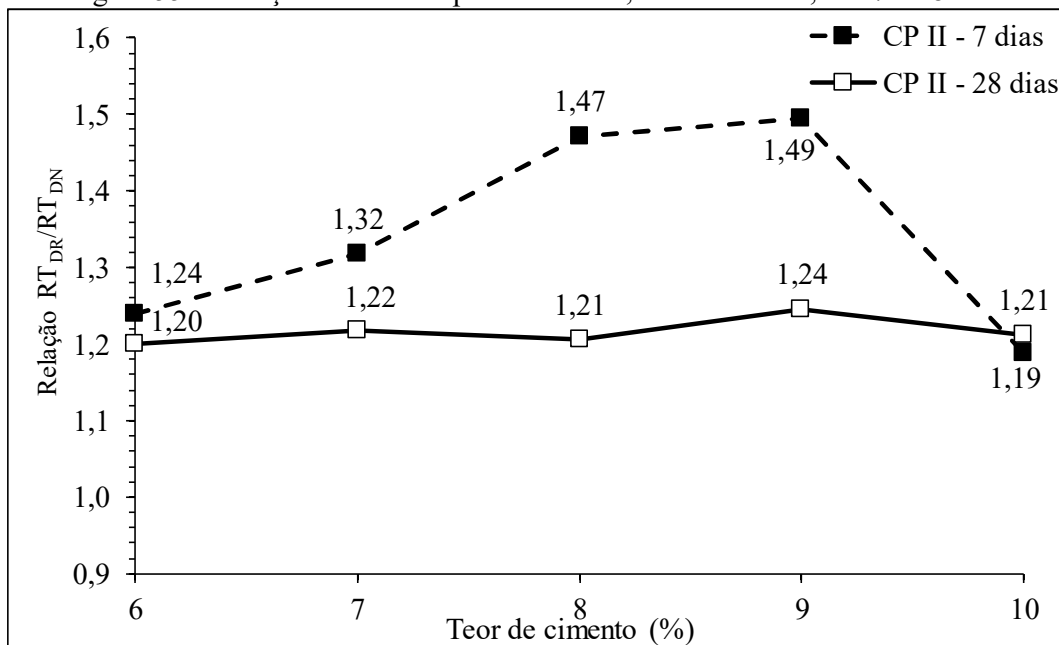
Figura 54 – Absorção média das misturas ensaiadas à tração em função do teor de cimento CP V-ARI, dimensão e tempo de cura.



Fonte: Autor.

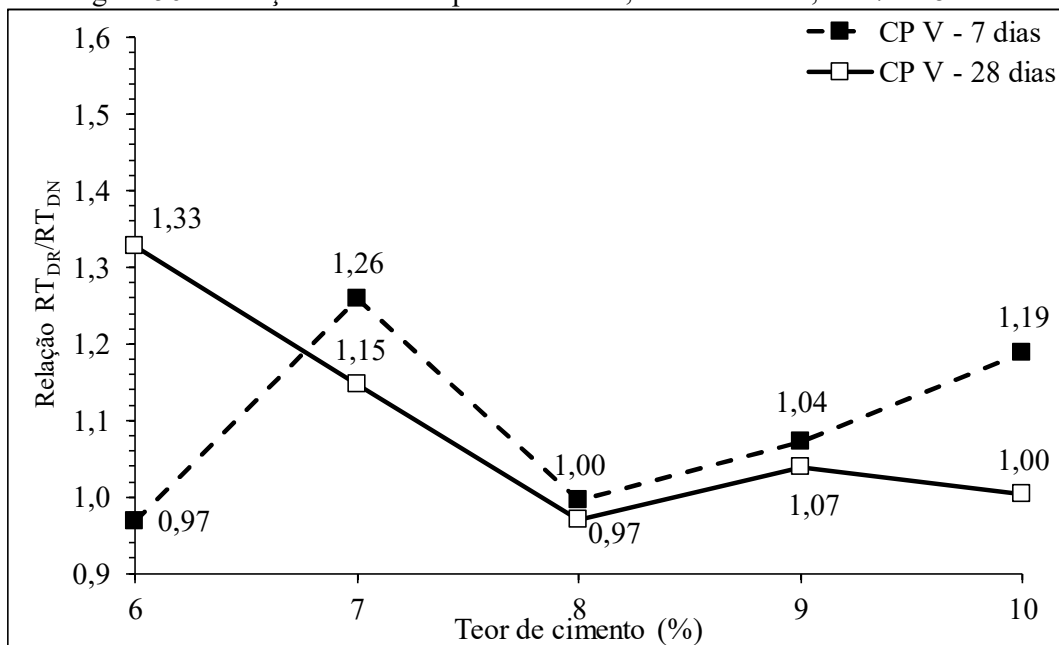
No que tange a relação entre RT_{DR}/RT_{DN} , diferentemente dos resultados discutidos na resistência à compressão, o comportamento exibido à tração (Figura 55 e Figura 56) enquadrar-se em faixas com variações mais acentuadas entre os tipos de cimento.

Figura 55 – Relação entre a RT para DR e DN, cimento CP II, aos 7 e 28 dias.



Fonte: Autor.

Figura 56 – Relação entre a RT para DR e DN, cimento CP V, aos 7 e 28 dias.



Fonte: Autor.

No caso do cimento CP II Z-32, as relações estabelecidas se situaram em faixa entre 1,19 e 1,49, apresentando aos 28 dias uma tendência aproximadamente constante, a qual não foi observada aos 7 dias de cura.

Para o cimento CP V-ARI, os resultados abrangeram espectro entre 0,97 e 1,33, sendo a única condição experimental na qual obteve-se relação inferior a 1. Esse comportamento pode estar vinculado tanto à variabilidade inerente ao solo, imprecisões das leituras experimentais durante o processo de rompimento quanto da diminuição da sensibilidade da resistência à tração em função da dimensão do corpo de prova. Estando a imprecisão numérica localizada na segunda casa decimal, para esses pontos pode-se considerar que a $RT_{DR} = RT_{DN}$.

4.3.3 Relação entre RTCD e RCS

A determinação da razão entre as resistências à tração e à compressão tem sido demonstrada em diversos estudos da área, em virtude de sua relevância, determinou-se, em termos de percentuais médios, a ordem de grandeza dessa relação para as misturas solo-cimento estudadas (Tabela 15 à Tabela 18).

Tabela 15 – Razão entre as resistências à tração e à compressão para as misturas realizadas com cimento CP II Z-32, dimensão normal.

Teor de cimento	7 dias			28 dias		
	RCS (MPa)	RT (MPa)	RT/RCS (%)	RCS (MPa)	RT (MPa)	RT/RCS (%)
6	1,82	0,23	12,7	2,97	0,38	12,7
7	2,00	0,24	11,8	3,38	0,43	12,6
8	2,09	0,27	13,1	3,44	0,48	14,1
9	2,38	0,32	13,7	3,75	0,52	14,0
10	2,84	0,39	13,8	4,64	0,56	12,1
MÉDIA			13,0			13,1

Fonte: Autor.

Tabela 16 – Razão entre as resistências à tração e à compressão para as misturas realizadas com cimento CP II Z-32, dimensão reduzida.

Teor de cimento (%)	7 dias			28 dias		
	RCS (MPa)	RT (MPa)	RT/RCS (%)	RCS (MPa)	RT (MPa)	RT/RCS (%)
6	2,19	0,29	13,1	3,75	0,45	12,1
7	2,54	0,31	12,2	3,89	0,52	13,4
8	2,63	0,40	15,3	4,24	0,58	13,7
9	3,09	0,49	15,7	5,03	0,65	12,9
10	3,36	0,46	13,8	4,93	0,68	13,8
MÉDIA			14,0			13,2

Fonte: Autor.

Tabela 17 – Razão entre as resistências à tração e à compressão para as misturas realizadas com cimento CP V-ARI, dimensão normal.

Teor de cimento	7 dias			28 dias		
	RCS (MPa)	RT (MPa)	RT/RCS (%)	RCS (MPa)	RT (MPa)	RT/RCS (%)
6	2,44	0,35	14,3	3,71	0,48	13,0
7	3,02	0,40	13,2	4,07	0,57	13,9
8	3,36	0,51	15,2	4,67	0,67	14,4
9	3,78	0,53	13,9	5,30	0,71	13,5
10	4,08	0,56	13,7	6,07	0,77	12,6
MÉDIA			14,1			13,5

Fonte: Autor.

Tabela 18 – Razão entre as resistências à tração e à compressão para as misturas realizadas com cimento CP V-ARI, dimensão reduzida.

Teor de cimento (%)	7 dias			28 dias		
	RCS (MPa)	RT (MPa)	RT/RCS (%)	RCS (MPa)	RT (MPa)	RT/RCS (%)
6	3,25	0,34	10,4	4,62	0,64	13,9
7	3,85	0,50	13,1	5,11	0,65	12,7
8	4,59	0,51	11,0	5,74	0,65	11,4
9	4,51	0,56	12,5	6,54	0,74	11,4
10	4,93	0,66	13,5	6,92	0,77	11,1
MÉDIA			12,1			12,1

Fonte: Autor.

A relação RT/RCS variou entre 12 e 14 % para as faixas investigadas, sendo adequadas para misturas solo-cimento, conforme indicam trabalhos de Clough *et al.* (1981), Consoli *et al.* (2010), Stracke *et al.* (2012), Cardoso, Ribeiro e Néri (2017).

Consoli *et al.* (2010) determinaram relação de 15 %, ao investigarem a influência do teor de cimento, porosidade e razão entre essas variáveis (η/C_v), no comportamento mecânico de uma areia artificialmente cimentada, relatando que essa relação se mostrou independente da η/C_v , sendo possível utilizar nas metodologias de dosagem tanto o critério de RCS quanto de RTCD, uma vez que são interdependentes.

Stracke *et al.* (2012), aplicando a mesma metodologia de investigação proposta por Consoli *et al.* (2010), obtiveram uma relação constante de 13 %, enquanto Cardoso, Ribeiro e Néri (2017) demonstraram valores da ordem de 11 a 13 %, variando os teores de cimento de 10 a 17 % e relação água/cimento entre 0,6 e 1,8.

De acordo com esses autores a relação RT/RCS aparenta ser independente do tempo de cura, fornecendo indícios de que o desenvolvimento da resistência em função do tempo é similar para ambas resistências, semelhantemente ao averiguado no presente trabalho. Nesse sentido, é importante destacar a necessidade de adoção de idêntica velocidade de ensaio, em

razão dessa variável interferir na resistência e, conseqüentemente, no estabelecimento da relação.

4.3.4 Velocidade de Pulso Ultrassônico

A realização de ensaios de ultrassom já é pratica correntemente adotada na área de materiais da construção civil, se apresentando como técnica ainda incipiente no estudo do comportamento do solo e misturas solo-cimento. Devido à grande quantidade de ensaios requeridos para verificação de teores que comprovem desempenho mínimo necessário para aplicação em camada de pavimentação, a utilização de ensaios não destrutivos se mostra uma ferramenta importante para agregar rapidez e facilitar essa investigação. Desta maneira, buscou-se estabelecer correlação entre a VPU e resistência à tração por compressão diametral.

Os efeitos das variáveis tipo e teor de cimento, dimensão do corpo de prova e tempo de cura nas respostas de Velocidades de Pulso Ultrassônico (VPU), para as condições antes (Pulso 1) e após imersão na água (Pulso 2), estão demonstrados na Figura 57 e Figura 58.

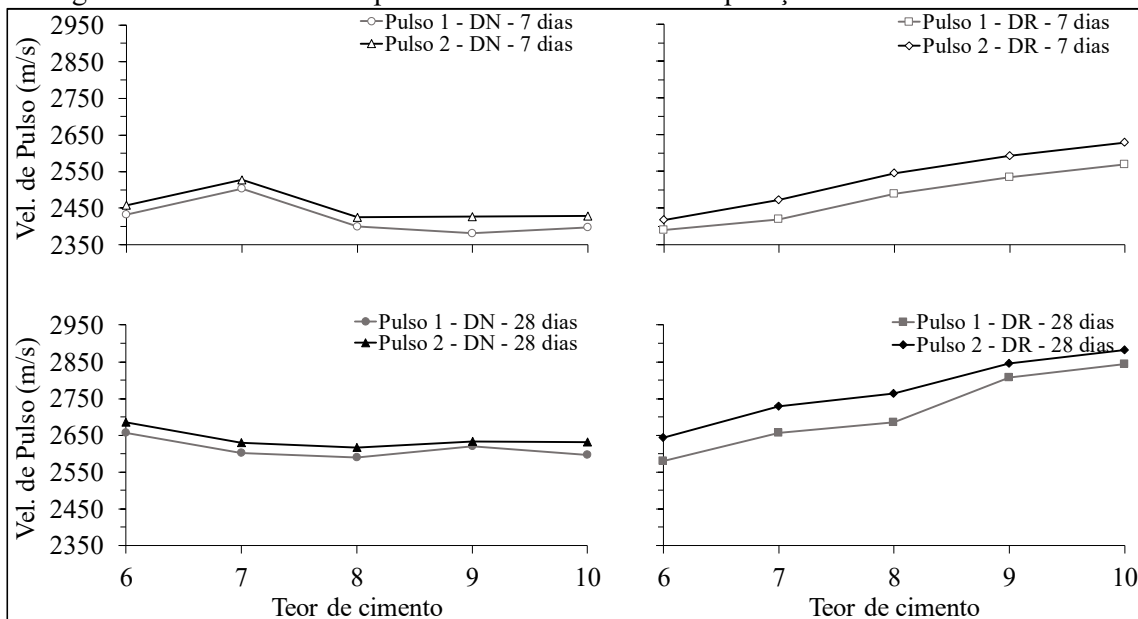
Em análise do efeito da dimensão dos corpos de prova ensaiados, aqueles moldados com altura de 10,5 cm e diâmetro de 5,0 cm demonstraram uma tendência de aumento de velocidade com aumento do teor de cimento mais bem caracterizada do que aqueles com altura de 12,7 e diâmetro de 10,0 cm.

Outra observação a ser feita se refere a influência do tempo de cura na VPU, visto que o aumento de 7 para 28 dias acarretou em aumentos de velocidade da onda. Acredita-se que esse comportamento esteja associado aos processos de endurecimento do cimento e reações secundárias entre o agente estabilizante e a matriz de solo, resultando em meio mais propício para a propagação da onda.

As velocidades de pulso se situaram em uma faixa entre 2350 e 3050 m/s, apresentando maiores magnitudes para a condição de pós-imersão. Isso ocorre em virtude da onda não se propagar por entre os vazios da mistura, assim, na etapa de imersão, parte dos poros abertos são preenchidos por água, resultando em uma diminuição do tempo de transmissão da onda e, conseqüentemente, aumento da VPU.

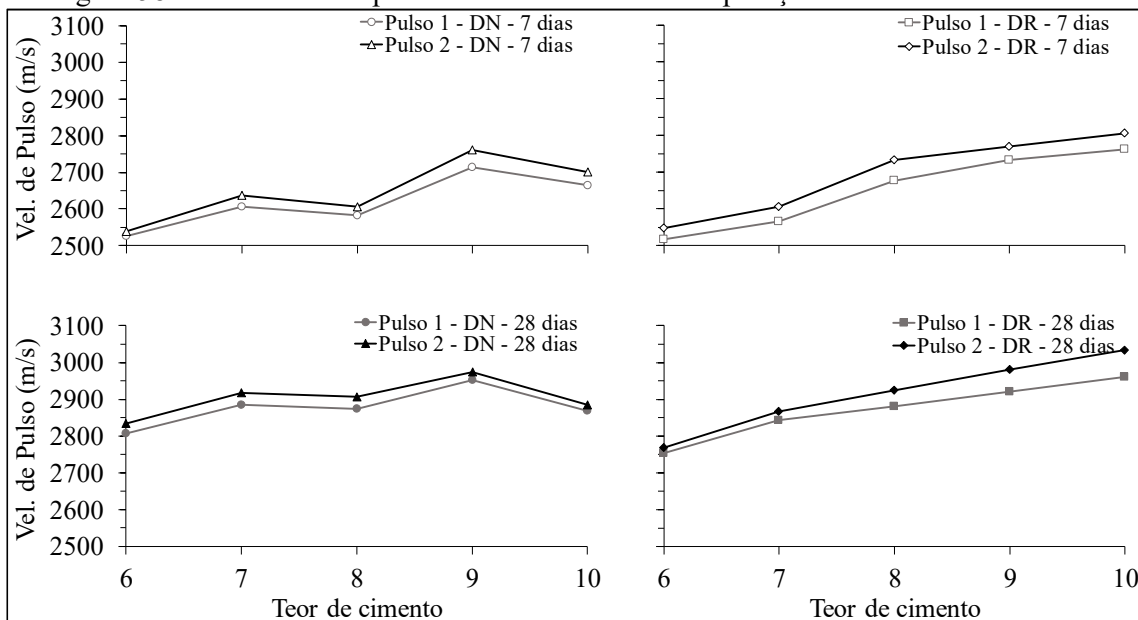
Mandal, Tinjum e Edil (2015), estudando a estabilização química para diferentes tipos de solo, também identificaram relação entre os aumentos da quantidade de agente estabilizante e tempo de cura no acréscimo da velocidade de pulso, sendo apresentados pelos pesquisadores bons ajustes dos dados ao correlacionar a velocidade de pulso com a resistência à tração na flexão.

Figura 57 – Velocidade de pulso das misturas com incorporação de cimento CP II Z-32



Fonte: Autor.

Figura 58 - Velocidade de pulso das misturas com incorporação de cimento CP V-ARI

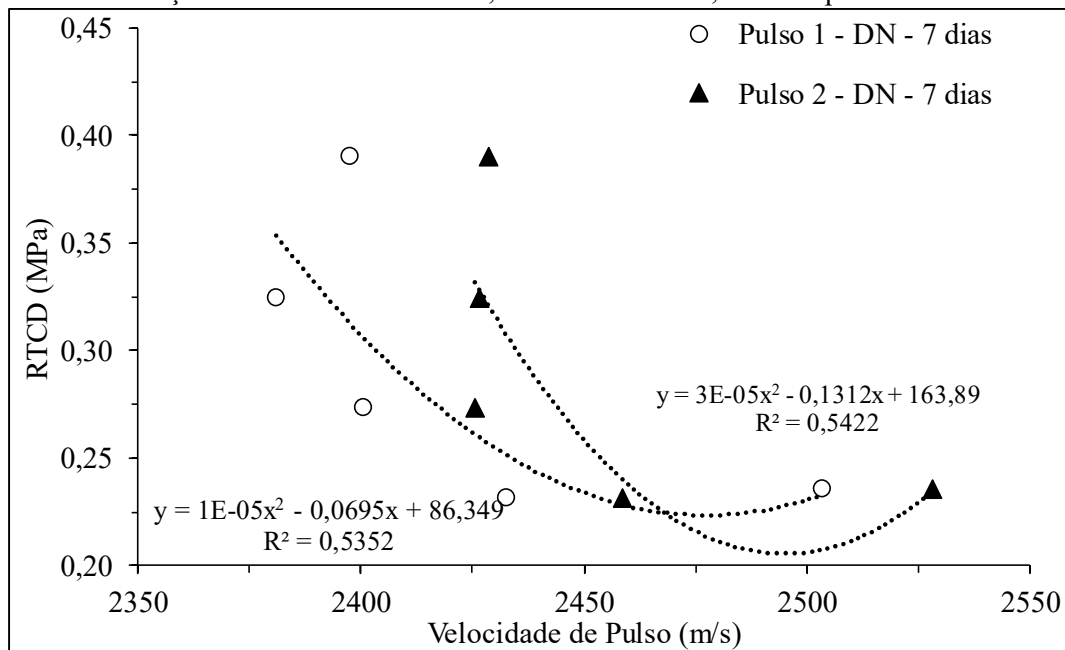


Fonte: Autor.

Das relações estabelecidas entre a velocidade de pulso ultrassônico e a resistência à tração por compressão diametral (Figura 59 à Figura 66), nota-se elevada variabilidade dos dados para as misturas moldadas em corpos de prova com razão entre altura e diâmetro menor

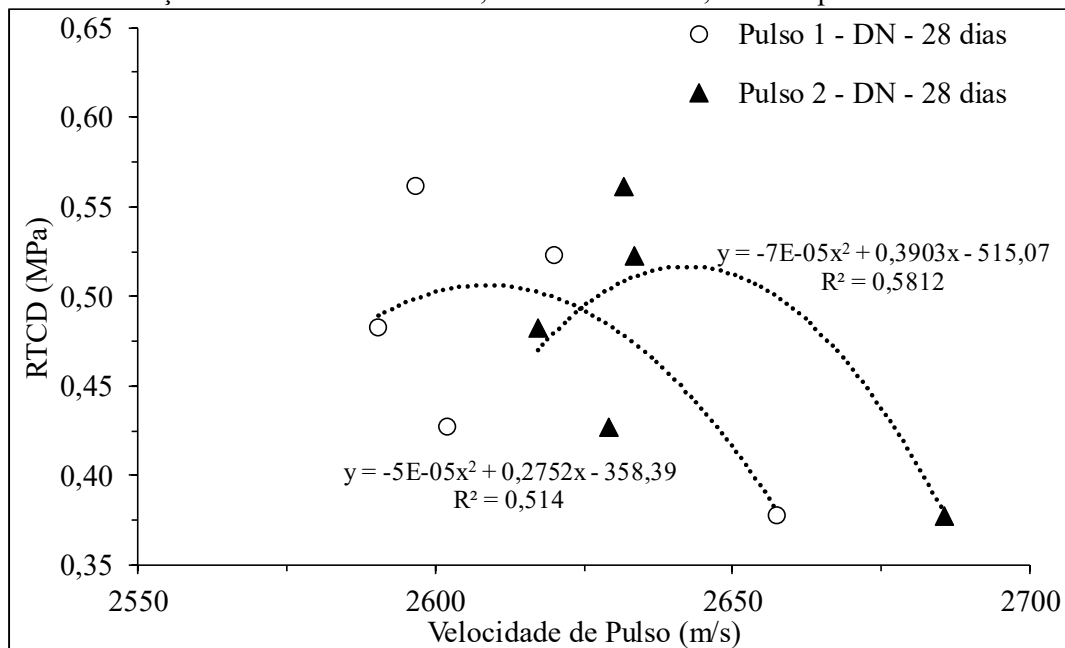
do que 2, a qual independeu do tipo de agente estabilizante utilizado, não sendo possível obter previsões confiáveis.

Figura 59 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II Z-32, dimensão normal, curadas por 7 dias.



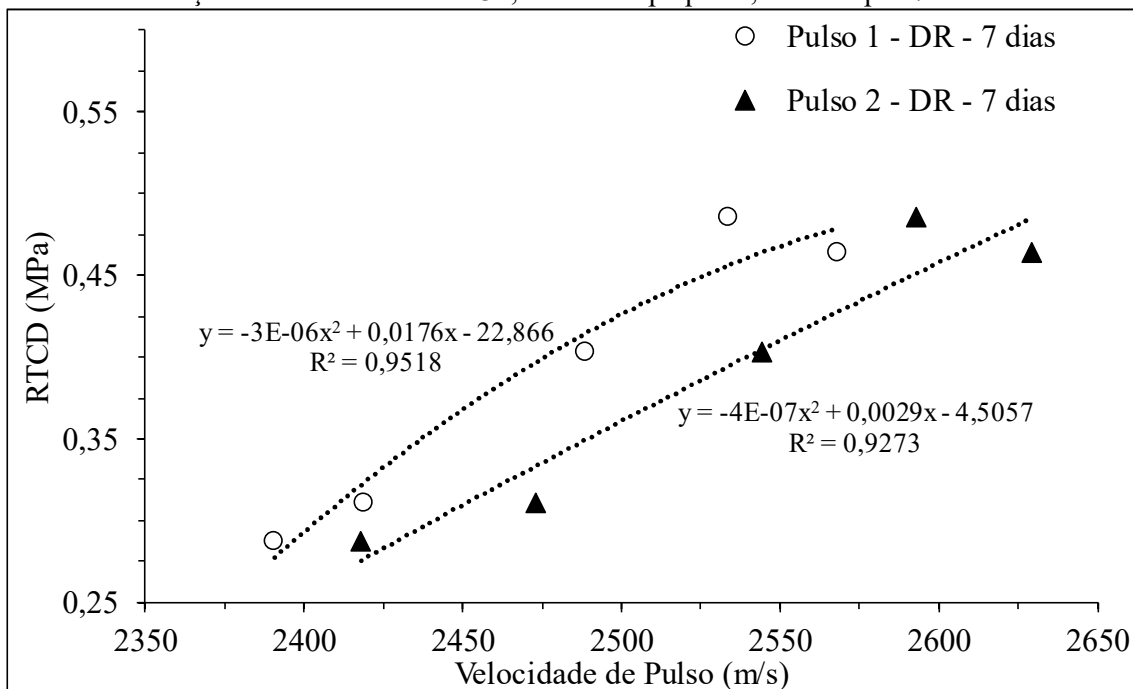
Fonte: Autor.

Figura 60 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II Z-32, dimensão normal, curadas por 28 dias.



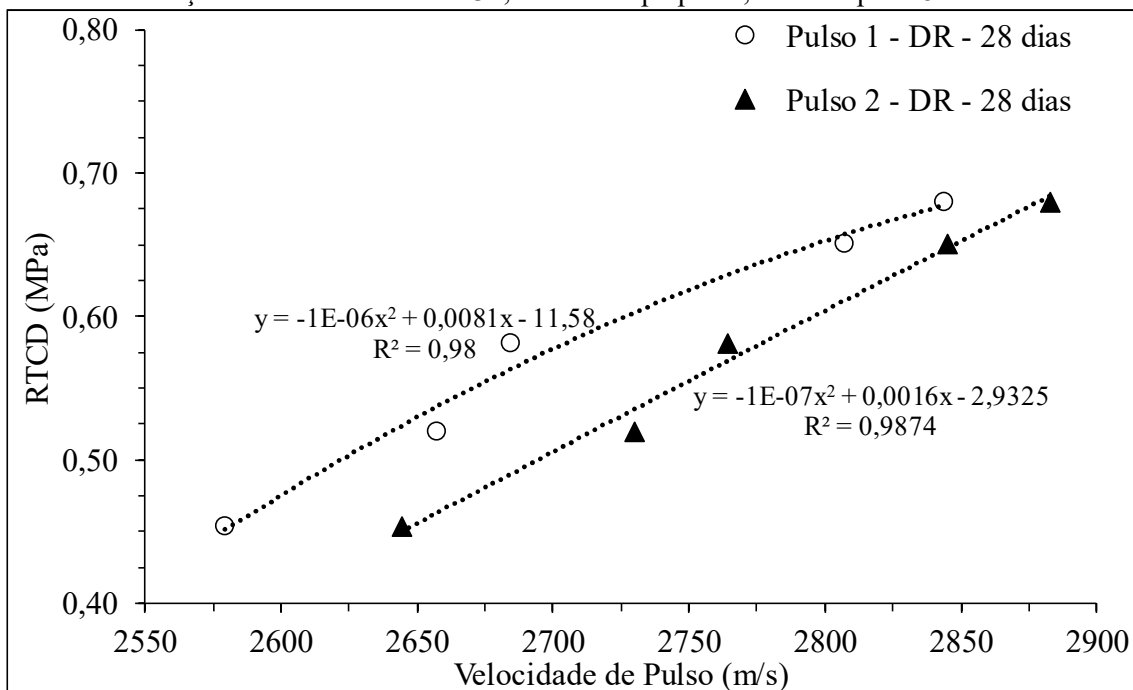
Fonte: Autor.

Figura 61 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II Z-32, dimensão pequeno, curadas por 7 dias.



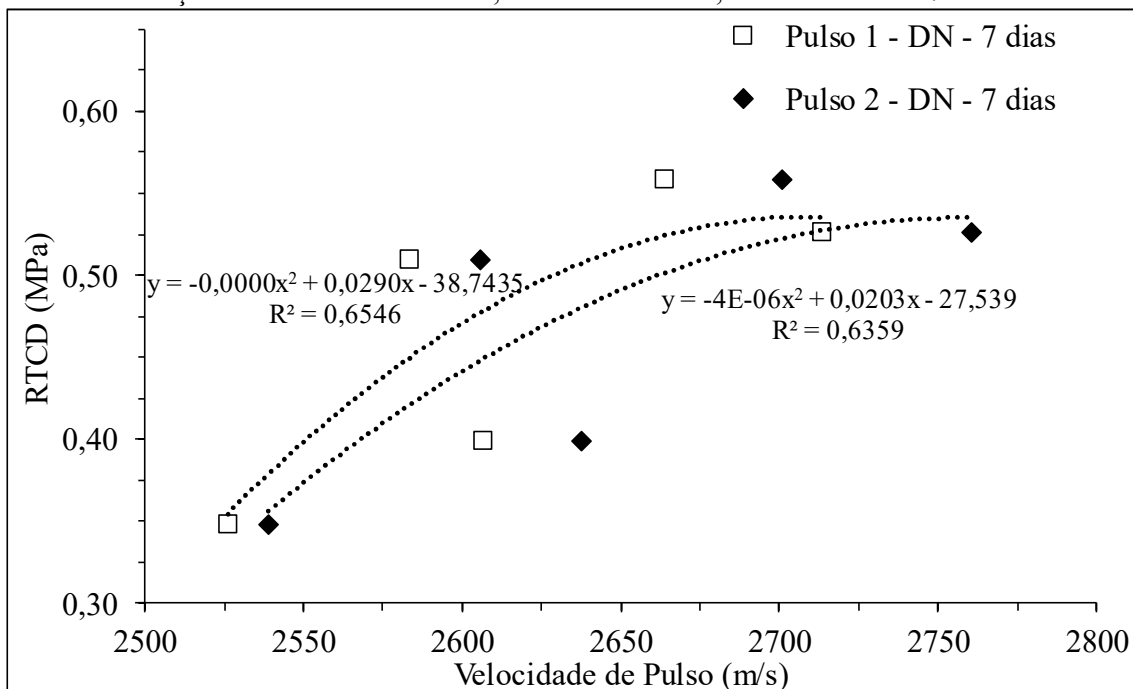
Fonte: Autor.

Figura 62 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP II Z-32, dimensão pequeno, curadas por 28 dias.



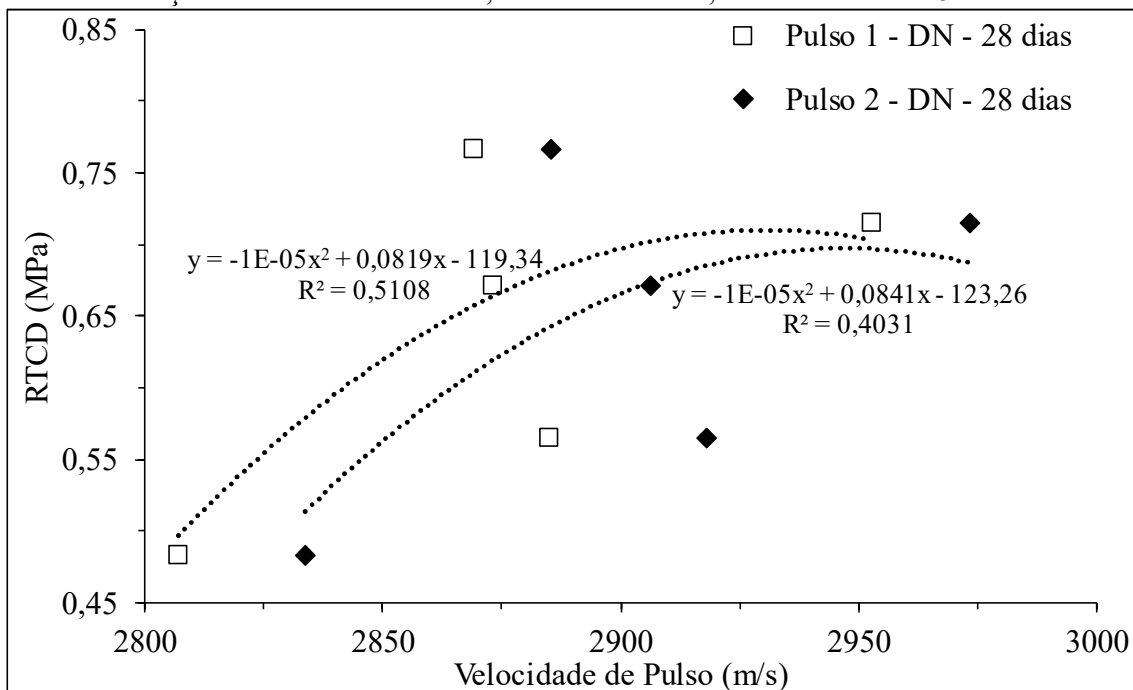
Fonte: Autor.

Figura 63 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V-ARI, dimensão normal, curadas durante 7 dias.



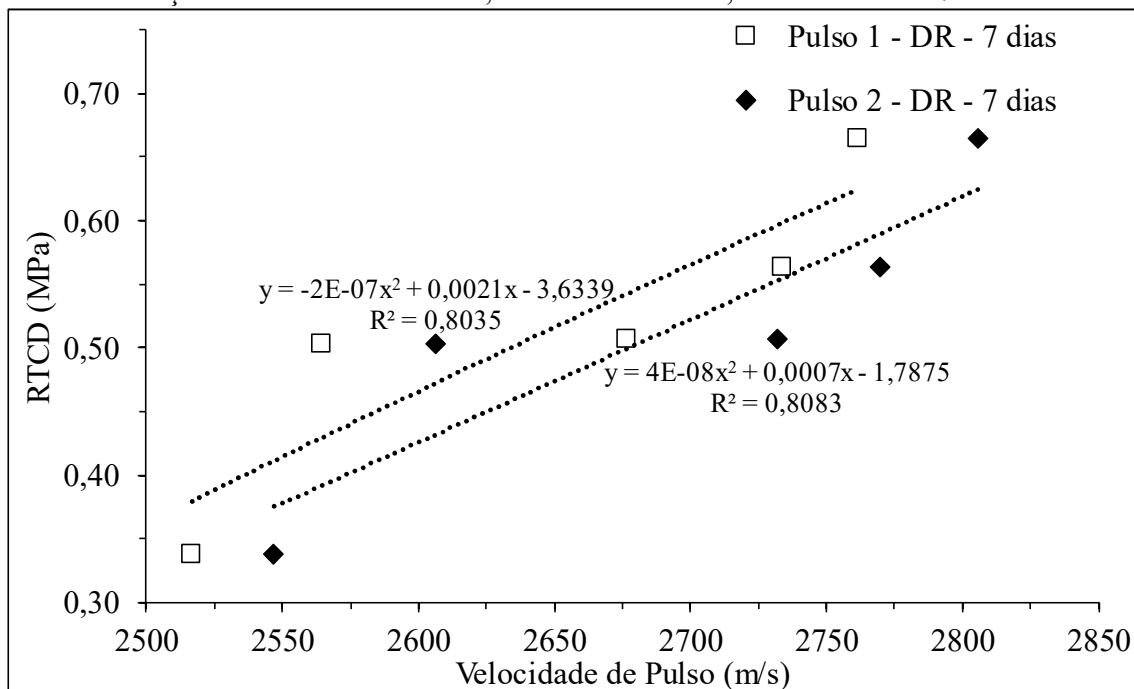
Fonte: Autor.

Figura 64 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V-ARI, dimensão normal, curadas durante 28 dias.



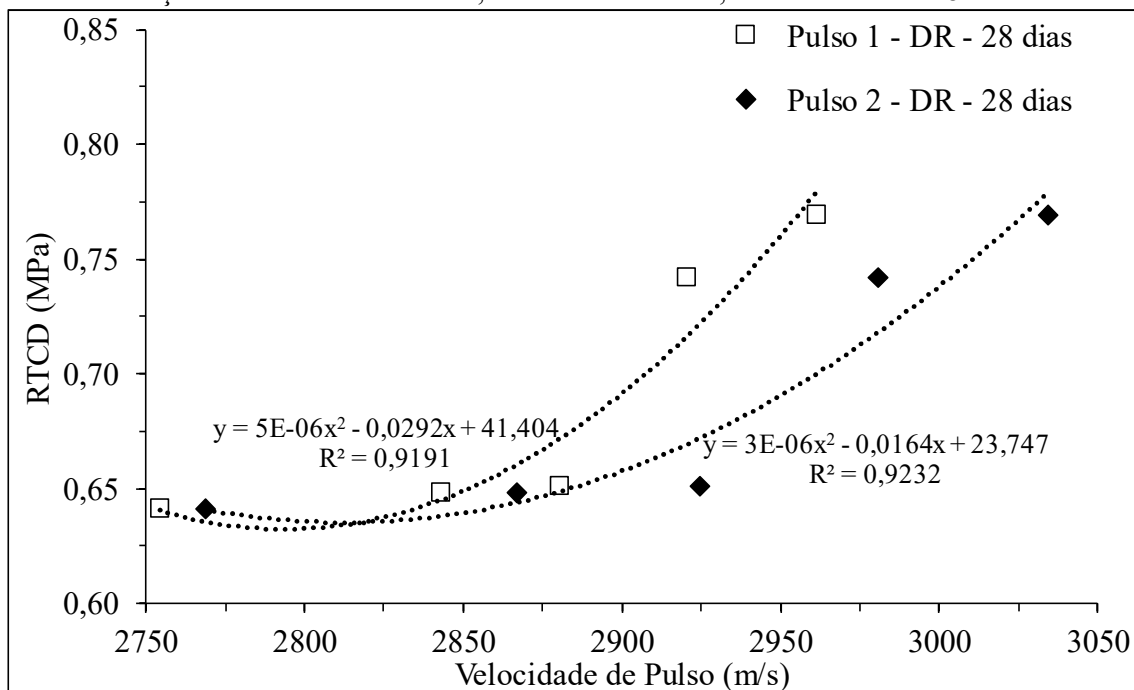
Fonte: Autor.

Figura 65 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V-ARI, dimensão reduzida, curadas durante 7 dias.



Fonte: Autor.

Figura 66 – Relação velocidade de pulso versus RTCD para misturas solo-cimento com adição de cimento CP V-ARI, dimensão reduzida, curadas durante 28 dias.



Fonte: Autor.

A respeito da dificuldade de estabelecimento de boa correlação entre os ensaios de ultrassom com propriedades do solo, Itoman *et al.* (2017) objetivaram caracterizar misturas de solo com areia descartada de fundição utilizando ultrassom em corpos de prova cilíndricos de 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro, obtendo baixos coeficiente de correlação para os parâmetros físicos e mecânicos, os quais foram justificados pela heterogeneidade da areia.

As misturas solo-cimento moldadas em dimensões reduzidas obtiveram satisfatórios coeficientes de correlação, apontando para a possibilidade de previsão da resistência à tração por intermédio da VPU.

Por apresentar menor comprimento, a tendência dos corpos de prova em dimensão reduzida apresentarem maiores velocidade de pulso ultrassônico foi confirmada, entretanto, ao estabelecer um fator de correção entre as duas dimensões utilizadas (normal e reduzida), para comparação da velocidade medida e estimada para a mesma condição experimental (percentual de cimento, tipo de cimento e tempo de cura), obteve-se divergência entre os valores, indicando que a dimensão não foi a única variável interferente na resposta de pulso.

Durante a execução dos ensaios foi constatado baixo nível do sinal recebido para o solo puro, da ordem de 2 à 7 % para a dimensão normal e entre 50 e 55 % para a dimensão reduzida, em comparação ao nível de 100 % obtido para as misturas solo-cimento. Apesar de ser uma análise qualitativa, esse comportamento reforça a hipótese de existência de diferenças na estrutura do solo puro diante da variável dimensão dos corpos de prova, mesmo mantendo-se os parâmetros de compactação dentro da faixa de variação admissível pelo controle de qualidade.

Khan *et al.* (2006), estudando o efeito de variações no teor de cimento, teor de umidade, índice de vazios e tempo de cura na resposta de velocidade de onda e resistência à compressão simples de areias cimentadas, constataram aumento da velocidade com aumento do teor de cimento, tempo de cura e diminuição do índice de vazios, obtendo boas correlações entre elas a VPU e resistência à compressão não confinada.

4.3.5 Módulo Resiliente

Para a determinação do módulo resiliente das misturas solo-cimento, optou-se por ensaiar os teores mínimo e máximo, 6 e 10 %, para ambos agentes estabilizantes, CP II Z-32 e CP V-ARI, aos 28 dias de cura. Essa escolha se deu mediante o grande número de corpos de prova necessário para investigação de todas as condições experimentais.

Para cada uma das combinações de teor e tipo de cimento foram realizados três corpos de prova, os quais atenderam ao controle de qualidade de moldagem imposto (Apêndice C), sendo os resultados discutidos em termos médios. Vale pontuar que um dos corpos de prova com 10 % de cimento ARI foi descartado, em decorrência de contato acidental com água na etapa de cura, ocasionando elevação do teor de umidade e dispersão de valores quando comparada aos outros corpos de prova na mesma condição experimental.

Desta forma, esta etapa do trabalho se concentrou na tentativa de identificar o comportamento elástico das misturas diante das variáveis tipo e teor de cimento. Os resultados de módulo resiliente médio para cada par de tensões ensaiados constam na Tabela 19.

Em linhas gerais, a maioria dos resultados obtidos para ambos agentes estabilizantes ficaram entre 5.000 e 7.000 MPa, condizente com a literatura (DER, 2006; BALBO, 2007; VENSON, 2015; SANBONSUGE *et al.*, 2017; ROCHA; REZENDE, 2017).

Observa-se um decréscimo dos valores de módulo resiliente em decorrência do incremento das tensões confinantes e desviatórias aplicadas para os dois primeiros estágios de confinante (0,020 e 0,035 MPa), a partir dos quais há uma mudança de tendência, ocorrendo aumentos do MR para variações crescentes de ambas tensões.

Tabela 19 –Módulo Resiliente Médio para os teores de 6 e 10 % de cimento CP II e CP V.

Par de Tensões	Tensão Confinante (MPa)	Tensão Desviatória (MPa)	MR _{médio} (MPa)			
			CP II Z-32		CP V-ARI	
			6%	10%	6%	10%
1		0,020	10432	9344	7738	19563
2	0,020	0,040	6776	6046	5730	8965
3		0,060	5790	5265	5405	7313
4		0,035	7160	6412	5880	9733
5	0,035	0,070	5549	5114	5292	6755
6		0,105	5289	4995	5362	6309
7		0,050	5945	5434	5315	7455
8	0,050	0,100	5204	4939	5276	6293
9		0,150	5277	5148	5562	6295
10		0,070	5381	4951	5090	6499
11	0,070	0,140	5184	5015	5433	6168
12		0,210	5477	5469	5927	6480
13		0,105	5052	4737	5086	5944
14	0,105	0,210	5387	5371	5820	6421
15		0,315	5904	6054	6530	7053
16		0,140	4970	4785	5170	5834
17	0,140	0,280	5614	5720	6198	6657
18		0,420	6225	6499	6948	7527

Fonte: Autor.

Em contrapartida, Venson (2015), ao analisar a influência de diferentes teores de cimento CP V-ARI e índices de vazios no comportamento resiliente de uma areia, observou aumento do módulo resiliente com o aumento da tensão desvio, segundo o qual o autor afirma ser o esperado para esse tipo de material.

Essas diferenças de comportamento podem estar relacionadas com os procedimentos adotados durante a compactação e cura, provocando alterações na estrutura do material e, conseqüentemente, refletindo nas medidas de módulo resiliente.

Venson (2015) moldou os corpos de prova em cilindros próprios para o ensaio e aplicou 100 repetições para cada par de tensões, conforme normativa da AASHTO, ao passo que no presente trabalho a moldagem se deu a partir de adaptações em molde de corpo de prova para concreto e 10 repetições para cada conjunto de tensões, seguindo norma do DNIT.

Por outro lado, Sanbonsuge *et al.* (2017), estudando uma areia siltosa estabilizada com cimento, relata que o material não se mostrou sensível a tensão desviatória e pouca sensibilidade à variação da tensão de confinamento.

Em posse dos resultados apresentados na Tabela 19, foram calculados os parâmetros para os modelos de previsão constante (em função da tensão confinante), composto, tensão desvio e tensão confinante, com o intuito de verificar qual se adequa melhor as misturas estudadas, conforme Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetros de módulo resiliente para três modelos de previsão.

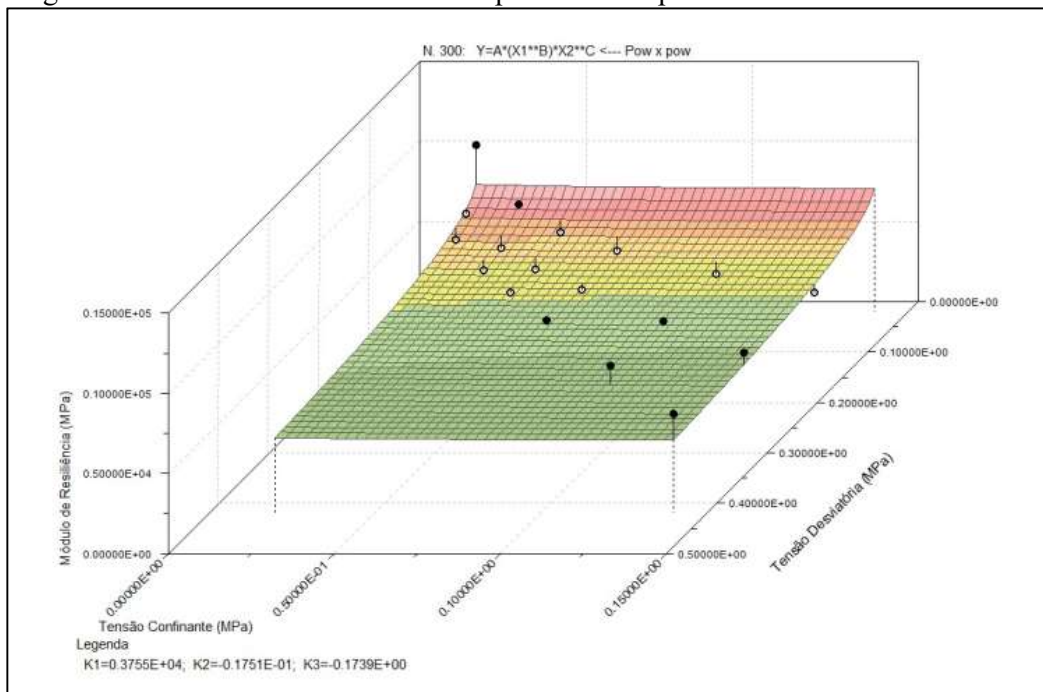
Condição Experimental		Modelos							
		Constante		Composto		Tensão desvio		Tensão confinante	
		k1	k1	k2	k3	k1	k2	k1	k2
CP II Z-32	6%	5923,11	3755,08	-0,018	-0,174	3842,09	-0,19	3572,34	-0,17
	10%	5627,67	4279,20	-0,02	-0,094	4392,02	-0,110	4168,63	-0,10
CP V-ARI	6%	5764,56	5577,67	-0,036	0,031	5648,38	-0,009	5647,9	-0,007
	10%	7625,78	2693,27	0,004	-0,432	2677,57	-0,430	2697,48	-0,35

Fonte: Autor.

O critério utilizado para escolher o modelo que melhor representou as misturas baseou-se no maior coeficiente de correlação (R^2), em virtude deste critério ser utilizado por vários trabalhos (VENSON, 2015; ZAGO, 2016; SANBONSUGE *et al.*, 2017). Nessa perspectiva, o modelo composto foi aquele que apresentou melhores correlações quando comparado aos outros, porém, todos eles indicaram correlações deficientes ($R^2 \leq 0,60$).

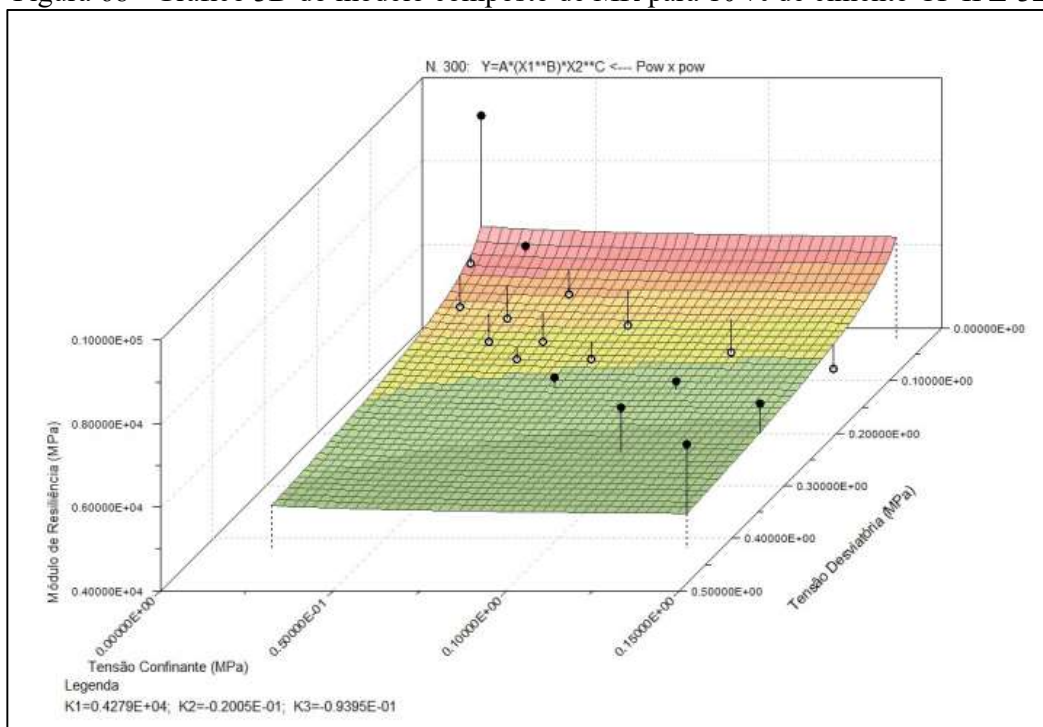
O comportamento das misturas segundo o modelo composto (Figura 67 à Figura 70), indicou um decréscimo do módulo resiliente defronte do aumento da tensão desviatória.

Figura 67 – Gráfico 3D do modelo composto de MR para 6 % de cimento CP II Z-32



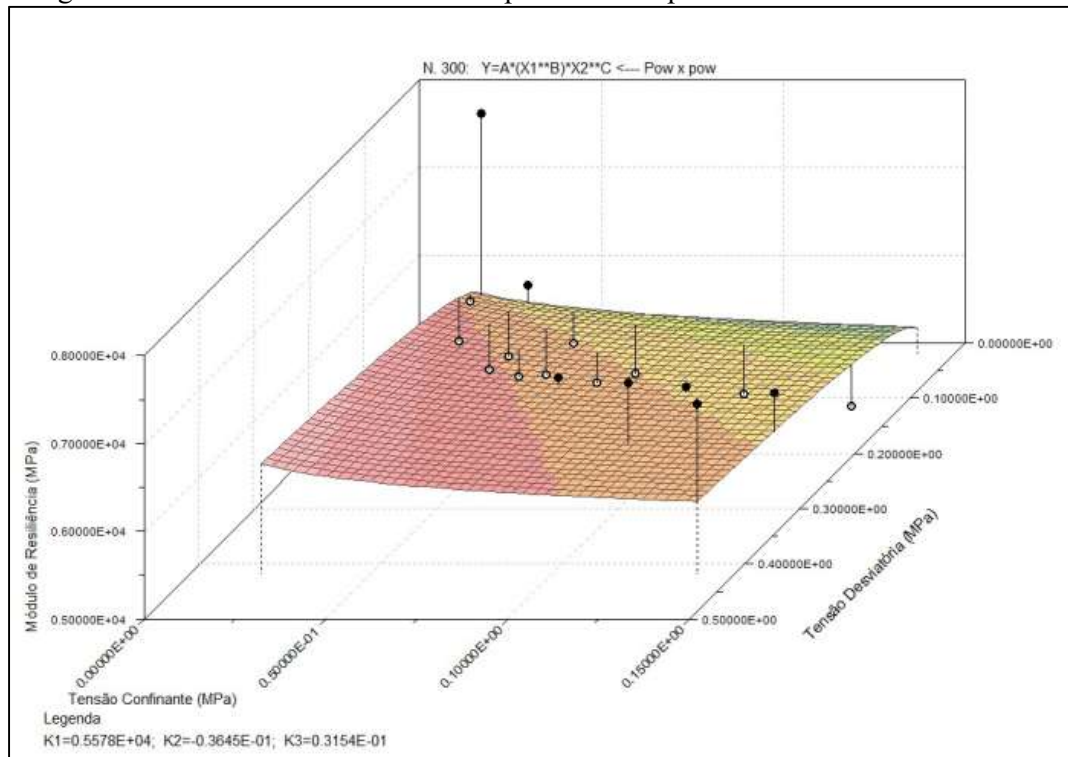
Fonte: Autor.

Figura 68 - Gráfico 3D do modelo composto de MR para 10 % de cimento CP II Z-32



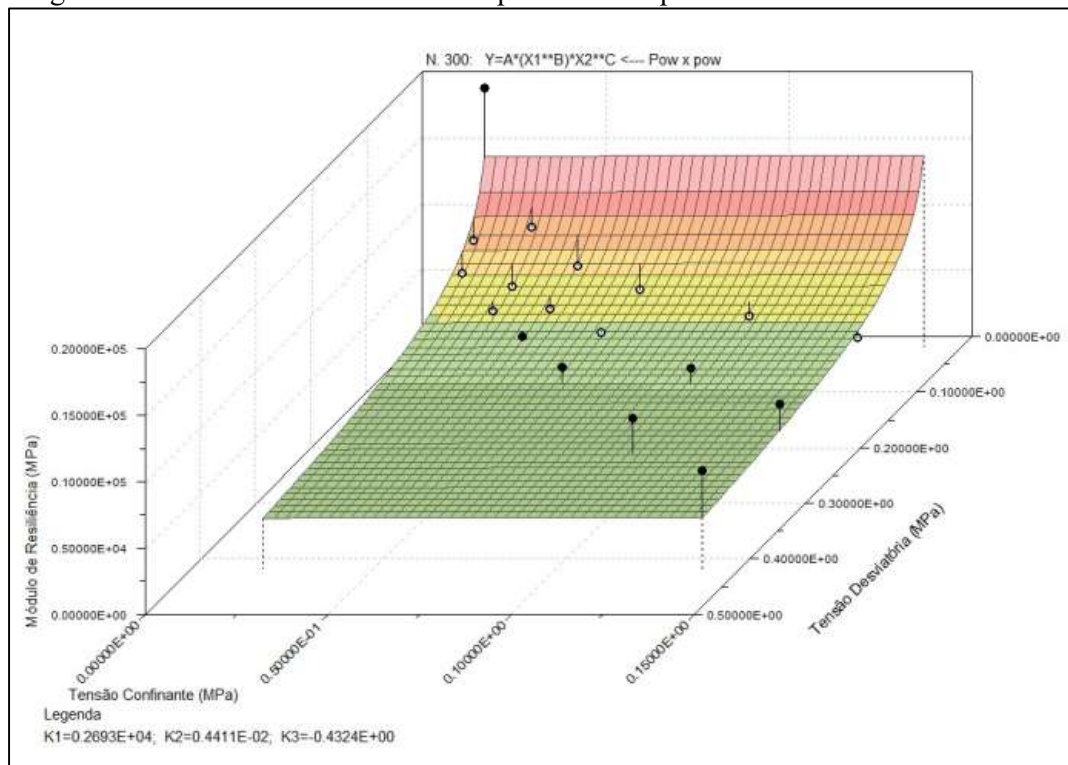
Fonte: Autor.

Figura 69 - Gráfico 3D do modelo composto de MR para 6 % de cimento CP V-ARI



Fonte: Autor.

Figura 70 - Gráfico 3D do modelo composto de MR para 10 % de cimento CP V-ARI



Fonte: Autor.

A dificuldade no estabelecimento de correlações satisfatórias em materiais cimentados foi reportada em trabalho de Rocha e Rezende (2017), ao averiguarem a estabilização de um solo tropical granular através da adição de cimento e cal, não foi possível obter a tendência esperada de aumento do valor de MR em função do tempo de cura.

Segundo os autores, esse comportamento pode estar relacionado às condições de compactação dos corpos de prova e ao ganho de umidade na câmara úmida após o período de cura ou a problemas na realização dos ensaios, os quais enfocam na necessidade de maior controle na confecção dos corpos de prova para misturas estabilizadas quimicamente.

Também foi identificado por Tessari (2017), estudando inclusão de borracha em misturas de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC), problemas quanto as previsões de comportamento do material em meio as adições de borracha. Nas palavras do autor, o equipamento de ensaio triaxial dinâmico de solos e materiais granulares não tem se mostrado o melhor para avaliação de materiais cimentados.

4.4 DOSAGEM FÍSICO-QUÍMICA

Conforme discutido no item metodologia, foram realizados dois ensaios de dosagem físico-química para cada um dos estabilizantes, em virtude da constatação de existência de partículas em suspensão no decorrer do primeiro ensaio, a fim de verificar se esse evento havia incorrido em leituras imprecisas.

Como é possível averiguar, de acordo com a Tabela 21 e Tabela 22, a realização de movimentos rotacionais durante o segundo ensaio para promover o assentamento do solo em suspensão resultou em respostas diferentes de expansão.

Considerando o ponto de máxima variação volumétrica correspondente ao teor mínimo de cimento necessário para a estabilização físico-química completa do solo, no ensaio 1 (Figura 71) as misturas com cimento CP II e CP V expandiram até atingirem o máximo em 4 e 7 %, relativas a expansões de 120 e 82 %, respectivamente.

No caso do ensaio 2 (Figura 72), as variações volumétricas máximas de 90 e 76 % foram obtidas com teores de 7 e 4 % de cimento CP II e CP V. Embora dois pontos tenham apresentado expansão de 76 %, foi considerado apto o menor teor que satisfizesse o requisito de variação volumétrica.

Tabela 21 – Ensaio 1 de dosagem físico-química para as misturas com cimento CP II e CP V.

Condição experimental	Teor de cimento (%)	Leituras (mL)					V _{máx} (mL)	ΔV (%)
		1 ^a	2 ^a	3 ^a	4 ^a	5 ^a		
Sem adição de cimento	0	27,5	28,0	29,0	30,0	30,0	30,0	0
CP II Z-32	2	56,3	64,6	64,1	64,1	62,5	64,6	115
	4	58,5	66,0	63,8	62,8	62,8	66,0	120
	6	53,7	60,1	59,6	57,4	57,4	60,1	100
	7	49,5	55,3	55,3	53,2	53,2	55,3	84
	8	42,0	46,0	44,0	44,0	44,0	46,0	53
	10	46,2	51,9	50,0	49,0	49,0	51,9	73
CP V-ARI	2	45,0	46,0	44,0	45,0	45,0	46,0	53
	4	51,9	51,9	49,0	49,0	48,1	51,9	73
	6	50,0	51,0	50,0	48,0	48,0	51,0	70
	7	51,9	54,7	51,9	50,9	50,9	54,7	82
	8	50,0	53,8	50,9	50,0	50,0	53,8	79
	10	45,3	49,1	47,2	45,3	45,3	49,1	64

Fonte: Autor.

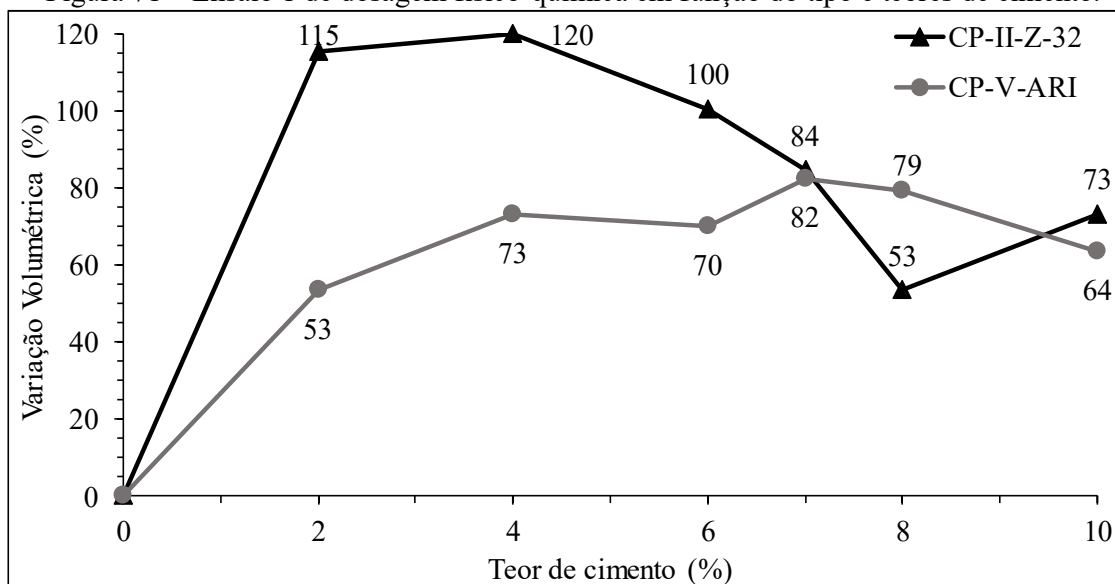
Tabela 22 – Ensaio 2 de dosagem físico-química para as misturas com cimento CP II e CP V.

Condição experimental	Teor de cimento (%)	Leituras (mL)				V _{máx.} (mL)	ΔV (%)
		1 ^a	2 ^a	3 ^a	4 ^a		
Sem adição de cimento	0	29,0	29,0	29,0	29,0	29,0	0
CP II Z-32	2	53,0	54,0	53,0	50,5	54,0	86
	4	52,0	52,0	51,0	50,0	52,0	79
	6	48,0	49,0	47,0	46,5	49,0	69
	7	52,0	55,0	53,5	52,0	55,0	90
	8	49,0	50,0	48,0	48,0	50,0	72
	10	52,0	52,0	51,0	50,0	52,0	79
CP V-ARI	2	50,5	50,5	48,0	48,0	50,5	74
	4	50,5	51,0	48,5	48,5	51,0	76
	6	43,0	44,0	40,5	40,5	44,0	52
	7	51,0	49,5	47,5	46,0	51,0	76
	8	50,0	48,0	47,0	46,0	50,0	72
	10	48,0	46,0	44,0	44,0	48,0	66

Fonte: Autor.

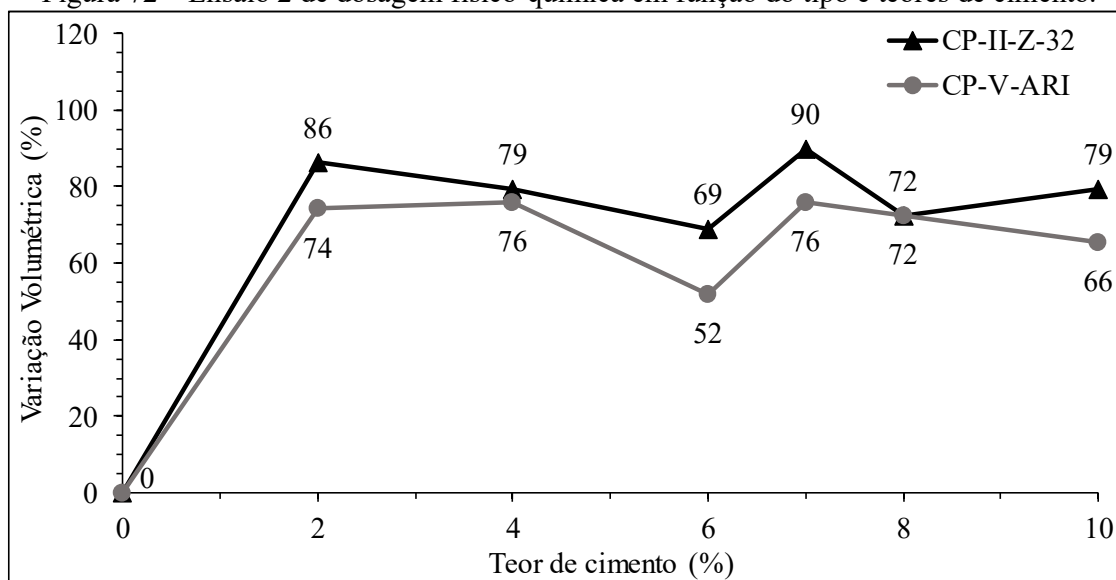
Em análise aos percentuais de cimento CP II e CP V que atingiram a resistência mínima à compressão de 2,1 MPa na dimensão normal, 8 % e 6 % respectivamente (vide Figura 41), observa-se satisfatória previsão do método de dosagem físico-química ao ser realizado movimentos rotacionais durante 10 segundos (ensaio 2).

Figura 71 – Ensaio 1 de dosagem físico-química em função do tipo e teores de cimento.



Fonte: Autor.

Figura 72 – Ensaio 2 de dosagem físico-química em função do tipo e teores de cimento.



Fonte: Autor.

Ainda que o teor mínimo de cimento ARI ensaiado neste trabalho seja 6 %, a resistência à compressão simples obtida nesse percentual fornece indícios que quantidade relativamente menor de aditivo cumpriria o requisito normativo.

Oliveira e Motta (2013) utilizaram a metodologia de dosagem físico-química em dois solos do estado de Minas Gerais, classificados pelo sistema AASHTO como A-1-B e A-2-4, os quais apresentaram variações volumétricas máximas com teores de 7 % e 3 % de cimento Portland de alto-forno (CP III-32). Ao confrontar com os resultados de RCS, o solo A-1-B

(saibro arenoso com quartzo) demandou 4,6 % de cimento para atingir a resistência mínima de 2,1 MPa e o solo A-2-4 (cascalho de quartzo laterítico) 3,6 %. Para os autores, a relação entre a metodologia de dosagem e a resistência foi adequada.

Acerca da dispersão dos resultados, eles relatam que intervalos de 1 % provavelmente apresentariam resultados mais acurados, uma vez que a dosagem físico-química foi realizada em intervalos de 2 %.

Almeida (2016) empregaram a dosagem físico-química no caráter preliminar da mistura solo-cimento, obtendo para os teores de 3 e 5 % de adição as maiores expansões, da ordem de 190 e 150 %. Ao verificar a conformidade desses dados com os ensaios de RCS, foi observado uma incompatibilidade entre eles, posto que a resistência mínima foi atingida próximo de 9 % de cimento. Ainda assim, o autor defende que o método forneceu um teor mínimo de aditivo para promover modificação do solo em estudo, com alteração na plasticidade e pouco ganho de resistência.

5 CONCLUSÕES

Com base no propósito de verificar os efeitos de teores (6, 7, 8, 9 e 10 %), tipo de cimento (CP II Z-32 e CP V-ARI), tempo de cura (7 e 28 dias) e dimensão dos corpos de prova (12,7 x 10,0 e 10,5 x 5,0 cm) no comportamento mecânico de misturas solo-cimento para aplicação em pavimentos, além dos estudos de caracterização, classificação e dosagem físico-química, foram realizadas investigações de resistência à compressão simples, resistência à tração, velocidade de pulso ultrassônico e módulo resiliente, a partir dos quais se sintetizam os principais resultados obtidos no desenvolvimento do presente trabalho.

A adição de teores de cimento resultou em elevados ganhos de resistência mecânica quando comparados ao comportamento do solo sem adição, sendo esses incrementos de maior magnitude para o cimento CP V-ARI para ambos tempos de cura. Em contrapartida, a relação dos ganhos de resistência entre 7 e 28 dias se mostrou mais elevada para as misturas moldadas com cimento CP II Z-32, em virtude de características intrínsecas desses agentes estabilizantes, em que se evidencia que parte significativa dos incrementos de resistência do CP V ocorrem nos sete primeiros dias.

Ao comparar os resultados de RCS com as máximas variações volumétricas obtidas nas dosagens físico-química, percebe-se que a inclusão de movimentos rotacionais durante a etapa de leitura promoveu uma melhoria na previsão do menor teor de cimento que resultasse na resistência mínima normatizada. Em razão de ser uma metodologia recente, somente a sua utilização em rotinas de ensaio de misturas solo-cimento possibilitará a proposição de refinamentos em sua execução.

Acerca da influência das dimensões dos corpos de prova no comportamento das misturas, essa se mostrou relevante para todos os ensaios realizados. As misturas moldadas com relação H/d maior que 2, tanto para a RCS quanto RTCD, apresentaram as maiores resistências, ao serem comparadas com a relação de 1,27 dos corpos de prova moldados em dimensão normal.

Acredita-se que esse comportamento esteja associado, além do próprio efeito de escala, a maneira com que as misturas foram moldadas, haja vista que na dimensão reduzida a energia aplicada durante a compactação é distribuída por toda a área, diferentemente do processo de compactação nos corpos de prova em dimensão normal, em que a energia é distribuída ao longo da superfície.

Essa tendência foi noticiada desde a etapa de moldagem, uma vez que o grau de compactação das misturas quando moldadas na DR se apresentou mais elevado, indicando

maiores densidades para o mesmo traço e tempo de cura quando analisadas na DN. Ainda assim, todas misturas cumpriram o controle de qualidade de compactação imposto.

Não obstante a importância do parâmetro porosidade no estudo de misturas solo-cimento, ao longo deste trabalho foi demonstrada baixa sensibilidade das misturas para essa variável, sendo o comportamento mecânico governado pelos percentuais de adição.

Isso ocorreu em vista da pequena variação da massa específica seca das misturas em meio ao aumento dos teores de cimento, em torno de $0,03 \text{ g.cm}^{-3}$. Pressupõe-se que esse comportamento seja decorrente do solo em estudo ser uma areia fina à média siltosa, bem graduada, com aproximadamente 23 % de finos, possibilitando em estado compactado satisfatório entrosamento entre os grãos e partículas.

Como resultado disso, ao avaliar os resultados de absorção de água nos ensaios de RCS e RTCD, a qual fornece indiretamente um indicativo da porosidade, se observa aparente inexistência de um padrão comum para ambos agentes estabilizantes, visto que fatores como variação do teor de umidade de moldagem e grau de compactação intervêm nessa análise.

Se tratando da relação entre a resistência à tração e resistência à compressão simples, os resultados obtidos se situaram entre 12 e 14 %, condizente com diversos estudos que se prestaram a investigar esse fator. Em termos gerais, a relação RT/RCS para os dois agentes estabilizantes, nas dimensões normal e reduzida, se mostrou bem semelhante, independentemente do tempo de cura, fornecendo indícios que o desenvolvimento da resistência em função do tempo é similar para ambas resistências.

Ao analisar os resultados das velocidades de pulso ultrassônico para as diferentes condições experimentais, constatou-se uma diminuição do tempo de transmissão da onda após a etapa de imersão, ocasionado pelo preenchimento por água dos poros abertos das misturas, visto que a onda não se propaga entre os vazios de ar.

A tendência do aumento da velocidade com o aumento do teor de cimento e tempo de cura se mostrou mais bem caracterizada para as misturas moldadas em dimensão reduzida, para ambos agentes estabilizantes. Novamente, presume-se que esse comportamento está aliado as diferenças na geometria e nas condições de compactação entre as DN e DR, sucedendo em alterações estruturais, embora não se possa confirmá-las.

Desta forma, ao estabelecer uma relação entre as VPU e resistência à tração por compressão diametral, observou-se que as misturas moldadas na dimensão normal indicaram correlações deficientes. Por outro lado, aquelas realizadas em dimensão reduzida apresentaram ajustes satisfatórios, os quais apontam para a possibilidade de previsão da resistência à tração por intermédio da VPU.

No que tange o estudo do comportamento das misturas diante de carregamentos cíclicos, os modelos de previsão de módulo resiliente não se ajustaram satisfatoriamente aos resultados obtidos, podendo estar relacionados tanto às condições de compactação e cura dos corpos de prova quanto a limitações da norma utilizada para avaliação de materiais cimentados.

Ainda assim, a maioria dos resultados se situaram em faixa concordante com a literatura, os quais podem servir de parâmetro para anteprojetos de dimensionamento de pavimento baseados na metodologia empírico-mecânica.

Finalmente, espera-se que o presente estudo venha a fornecer subsídios técnicos e científicos para o desenvolvimento da técnica de estabilização solo-cimento, fundamental para o aperfeiçoamento de métodos de dimensionamento de pavimentos e, conseqüentemente, possibilitar estruturas rodoviárias mais eficientes, duráveis e seguras.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Durante a realização de qualquer pesquisa experimental sempre se busca explorar profundamente um determinado assunto, na busca pelo preenchimento de lacunas técnicas e científicas existentes. No desenvolvimento desse processo dinâmico, novos questionamentos e possibilidades vão surgindo e, não obstante ao desejo de investigá-los, limitações de cronograma, equipamentos ou de divergências quanto ao foco pré-estabelecido, impossibilitam o cumprimento de todos esses objetivos.

Em virtude disso, pontua-se como sugestões para trabalhos futuros que queiram dar prosseguimento aos estudos de melhoramento de solo por meio da técnica de solo-cimento:

- Medir a sucção matricial das misturas após a etapa de imersão e rompimento, utilizando a técnica do papel filtro;
- Realizar ensaios de resistência à compressão simples e tração em espectro maior de adição de teor de cimento, na busca por caracterizar as zonas ativa, inerte e de deterioração da mistura;
- Realizar estudo semelhante ao desenvolvido no presente trabalho, aumentando a velocidade de ruptura, a fim de verificar a influência dessa variável no comportamento mecânico;
- Executar ensaios de resistência à tração na flexão e comparar com os obtidos à tração por compressão diametral;
- Repetir o conjunto de ensaios na energia intermediária e modificada;

- Verificar o comportamento resiliente para as misturas que não foram investigadas, para 7 e 28 dias de cura;
- Repetir os ensaios de módulo resiliente utilizando molde padrão, subsidiado por diferentes normas;
- Investigar a velocidade de pulso ultrassônico para misturas solo-cimento compostas por outros solos nas dimensões normal e reduzida;
- Realizar ensaios de microscopia eletrônica da varredura nos pontos de máxima eficiência das curvas de compactação para as misturas executadas neste trabalho.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

ABIKO, A. K. **Tecnologias apropriadas:** tijolos e paredes monolíticas de solo-cimento. 1980. 115 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia da Construção Civil) - Escola Politécnica - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1980.

ACI COMMITTEE 230. **State-of-the-art report on soil Cement** (Report), p. 1-23, 1990.

AIBAN, S. A. *et al.* Performance of a stabilized marl base: a case study. **Construction and Building Materials**, v. 12, n. 6-7, p. 329-340, 1998.

ALBUQUERQUE, F. S.; MENDONÇA, A. T. Análise crítica e ajuste de modelos de previsão de fadiga com análise incremental de danos para BGTC executada em pavimento asfáltico semirrígido. **Transportes**, v. 25, n. 2, p. 101-117, 2017.

ALMEIDA, G. B. O. **Incorporação de escória de cobre pós-jateada a um solo arenoso-argiloso de Sergipe para aplicação em base de pavimentos.** 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2016.

AMERICAN ASSOCIATION FOR TESTING AND MATERIALS. **D1633-00** (Reapproved 2007). Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 1632-96.** Standard Practice for Making and Curing Soil-Cement Compression and Flexure Test Specimens in the Laboratory, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 2487-06.** Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), 2006.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 3282-93.** Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregates Mixtures for Highway Construction Purposes, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento Portland** (Boletim Técnico). 7. ed. ABCP: São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaios.** 3. ed. ABCP: São Paulo, 2004, 57 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Estradas de concreto: este é o caminho do futuro.** Livreto (2013).

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12023:** Solo-cimento – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12024**: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025**: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12253**: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770**: Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada. Rio de Janeiro, outubro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8802**: Concreto Endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1994.

AXELSSON, K.; JOHANSSON, S.; ANDERSSON, R. Stabilization of organic soils by cement and Pozzolanic reactions—feasibility study. **Swedish Deep Stabilization Research Centre**, Report, v. 3, p. 1-51, 2002.

BAHAR, R.; BENAZZOUG, M.; KENAI, S. Performance of compacted cement-stabilised soil. **Cement and Concrete Composites**, v. 26, n. 7, p. 811-820, 2004.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica – Materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BASSO, R. F. *et al.* Aplicação do método físico-químico de dosagem de misturas solo-cimento aos solos típicos do noroeste do Paraná. **IV Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura** (ENTECA), p. 348-357, 2003.

BERNUCCI, L. B *et al.* **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobras, 2006. 504 p.

BLANCO-VARELA, M. T. *et al.* Influence of cement type in thaumasite formation. In: **Cement Combinations for Durable Concrete: Proceedings of the International Conference**, p. 749-756, 2005.

BRYAN, A. J. Criteria for the suitability of soil for cement stabilization. **Building and Environment**, v. 23, n. 4, p. 309-319, 1988.

caminho do futuro (folheto), São Paulo: ABCP, 2013.

CANCIAN, M. A. *et al.* Influência do teor de umidade, da porosidade e do intervalo de tempo até a aplicação da mistura solo-cimento em pavimento rodoviário. **Transportes**, v. 25, n. 1, p. 41-50, 2017.

CANCIAN, M. A. **Influência do Teor de umidade, Porosidade e do Tempo de Aplicação da Mistura Solo-Cimento para Pavimento Rodoviário de um Solo da Bacia do Paraná**. 2013. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil, Mestrado) - Universidade Estadual de Londrina, Londrina. 2013.

CANCIAN, V. A. **A influência dos componentes, da porosidade e do tempo para a compactação da mistura solo-cimento no desempenho mecânico para base de pavimento**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2017.

CANCIAN, V. *et al.* Influência do tempo de mistura de solo-cimento na resistência à compressão simples. **XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET**, Anais de Congresso, Minas Gerais, p. 184-195, 2015.

CARBELON, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CARDOSO, R.; RIBEIRO, D.; NÉRI, R. Bonding effect on the evolution with curing time of compressive and tensile strength of sand-cement mixtures. **Soils and Foundations**, v. 57, n. 4, p. 655-668, 2017.

CERATTI, J. A. P. **Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. 1991. Teses (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

CLARE, K. E.; SHERWOOD, P. T. The effect of organic matter on the setting of soil-cement mixtures. **Journal of Chemical Technology and Biotechnology**, v. 4, n. 11, p. 625-630, 1954.

CLOUGH, G. W. *et al.* Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division**, v. 107, n. GT6, p. 799-817, 1981.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES – CNT. **Pesquisa CNT de Rodovias 2018: Relatório gerencial**, Brasília: CNT: SEST SENAT, 2018.

CONSOLI, N. C. *et al.* A testing procedure for predicting strength in artificially cemented soft soils. **Engineering Geology**, v. 195, p. 327-334, 2015.

CONSOLI, N. C. *et al.* Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 9, p. 1347- 1353, 2009.

CONSOLI, N. C. *et al.* Key parameters for strength control of artificially cemented soils. **Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 2, p. 197-205, 2007.

CONSOLI, N. C. *et al.* Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 5, p. 759-763, 2010.

CONSOLI, N. C. *et al.* Variables controlling strength of artificially cemented sand: influence of curing time. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 23, n. 5, p. 692-696, 2010.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, A.; SALDANHA, R. B. Variables governing strength of compacted soil-fly ash-lime mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**. v. 23, n. 4, p. 432-440, 2011.

CONSOLI, N. C.; ROSA, F. D.; FONINI, A. Plate load tests on cemented soil layers overlaying weaker soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 12, p. 1846-1856, 2009.

CROFT, J. B. The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. **Géotechnique**, v. 17, n. 2, p.119-135, 1967.

DIAS, D. R. **Resistência à compressão não confinada de misturas de solo-cimento visando à aplicação do sistema de estabilização Dry-Mix**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012.

DISFANI, M. M. *et al.* Flexural beam fatigue strength evaluation of crushed brick as a supplementary material in cement stabilized recycled concrete aggregates. **Construction and Building Materials**, v. 68, p. 667-676, 2014.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico - IPR. Divisão de Capacitação Tecnológica. Solo – análise granulométrica por peneiramento. **Norma DNER-ME 080/1994**. Rio de Janeiro, 1994.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico - IPR. Divisão de Capacitação Tecnológica. Solo-cimento - moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos. **Norma DNER-ME 202/1994**. Rio de Janeiro, 1994.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico - IPR. Divisão de Capacitação Tecnológica. Solo compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV. **Norma DNER-ME 258/1994**. Rio de Janeiro, 1994.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico - IPR. Divisão de Capacitação Tecnológica. Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura. **Norma DNER-CLA 259/1994**. Rio de Janeiro, 1996.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Método de projeto de pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro, 1981.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Norma DNIT 134/2010 - ME**. Pavimentação – Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, Nov. 2010.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Norma DNIT 141/2010 - ES**. Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, Nov. 2010.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Norma DNIT-ES 143/2010**. Pavimentação - Base de solo-cimento - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, Nov. 2010.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de Pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2006. 274 p.

DOUBLE, D. D.; HELLAWELL, A.; PERRY, S. J. The hydration of Portland cement. **Proceedings of the Royal Society of London A**, v. 359, n. 1699, p. 435-451, 1978.

FARHAN, A. H.; DAWSON, A. R.; THOM, N. H. Recycled hybrid fiber-reinforced & cement-stabilized pavement mixtures: Tensile properties and cracking characterization. **Construction and Building Materials**, v. 179, p. 488-499, 2018.

FELT, E. J. Factors influencing physical properties of soil-cement mixtures. **Highway Research Board Bulletin**, n. 108, p. 138-162, 1955.

FELT, E.; ABRAMS, M. Strength and elastic properties of compacted soil-cement mixtures. **Papers on Soils**. ASTM International, 1957.

FERNANDES, C. A. C. **Caracterização geotécnica de um solo residual granítico estabilizado com cimento**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real, 2012.

FERREIRA, G. C. S. *et al.* Viabilidade técnica e ambiental de misturas de solo com areia descartada de fundição. **Transportes**, v. 22, n. 2, p. 62-69, 2014.

FERREIRA, J. W. S. *et al.* Aplicabilidade de solo arenoso compactado e melhorado com cimento em pavimentos flexíveis. In: **XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Anais...COBRAMSEG, Salvador, 2018.

FIROOZI, A. A. *et al.* Fundamental of soil stabilization. **International Journal of Geo-Engineering**, v. 8, n. 1, p. 1-26, 2017.

FLOSS, M. F. **Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

FONINI, A. **Comportamento mecânico de uma areia cimentada: Análise experimental e Micromecânica**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

FOPPA, Diego. **Análise das variáveis chaves no controle da resistência de solos artificialmente cimentados**. 2005, 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

FORTES, R. M.; MERIGHI, J. V. The use of MCT methodology for rapid classification of tropical soil in Brazil. **IJP–International Journal of Pavements**, v. 2, n. 3, p. 1-13, 2003.

FRANÇA JUNIOR, P. *et al.* Relato de campo sobre os aspectos físicos do terceiro planalto paranaense (Maringá aos terraços do Rio Paraná. **Boletim de Geografia**, v. 28, n. 2, p. 185-195, 2010.

GASPARETTO, N. V. L. **As formações superficiais do noroeste do Paraná e sua relação com o arenito Caiuá**. 1999. Tese (Doutorado em Geociências) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

GONÇALVES, F. *et al.* Caracterização físico-química e mineralógica de três solos do estado do Paraná. In: **XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Anais...COBRAMSEG, Salvador, 2018.

HANDY, R. L. Cementation of soil minerals with Portland cement or alkalis. **Highway Research Board Bulletin**, n. 198, 1958.

HERZOG, A.; MITCHELL, J. K. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. **Highway Research Record**, n. 36, 1963.

HILBRICH, S.; SCULLION, T. Rapid alternative for laboratory determination of resilient modulus input values on stabilized materials for AASHTO mechanistic-empirical design guide. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, n. 2026, p. 63-69, 2007.

HORPIBULSUK, S.; BERGADO, D. T.; LORENZO, G. A. Compressibility of cement-admixed clays at high water content. **Geotechnique**, v. 54, n. 2, p. 151-154, 2004.

HORPIBULSUK, S.; MIURA, N.; NAGARAJ, T. S. Clay–water/cement ratio identity for cement admixed soft clays. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 131, n. 2, p. 187-192, 2005.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Properties of artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 6, p. 492-499, 1998.

HVEEM, F. N. Pavement deflections and fatigue failures. **Bulletim 144**, p. 43-87, 1955.

INGLES O. G.; MDETCALF, J. B. **Soil Stabilization - Principles and Practice**. Austrália: Butter Worths Pty. Limited, 1972. 366p.

INGUNZA, M. P. D.; PEREIRA, K. L. A.; SANTOS JUNIOR, Olavo. F. Use of sludge ash as a stabilizing additive in soil-cement mixtures for use in road pavements. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 27, n. 7, p. 06014027, 2015.

ITOMAN, E. H. *et al.* Caracterização de misturas de solo com areia descartada de fundição utilizando ultrassom. **XXXI Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET**, Anais de Congresso, Recife, 2017.

ISMAIL, M. A. *et al.* Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 128, n. 6, p. 520-529, 2002.

ITOMAN, E. H. *et al.* Caracterização de misturas de solo com areia descartada de fundição utilizando ultrassom. **XXXI Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET**, Anais de Congresso, Recife, 2017.

JANZ, M.; JOHANSSON, S. The function of different binding agents in deep stabilization. **Swedish deep stabilization research center**, report 9, p. 1-47, 2002.

JOEL, M.; AGBEDE, I. O. Mechanical-cement stabilization of laterite for use as flexible pavement material. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, n. 2, p. 146-152, 2011.

KHAN, Z. *et al.* Characterization of a cemented sand with the pulse-velocity method. **Canadian geotechnical journal**, v. 43, n. 3, p. 294-309, 2006.

KLINSKY, L. M. G.; FURLAN, A. P.; FABBRI, G. T. P. Efeito da adição de areia de fundição e cal em algumas propriedades de solos argilosos. **Transportes**, v. 20, n. 1, p. 22-30, 2012.

KOLLING, E. M.; TROGELLO, E.; MODOLO, A. J. Avaliação da resistência mecânica de diferentes traços de solo-cimento estabilizados com areia. **Revista Eletrônica de Materiais e Processos**, v. 7, n. 3, (2012), p. 185 -191, out. 2012.

LOPES, W. G. R. **Solo-cimento reforçado com bambu: características fisicomecânicas**. 2002. Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, Campinas, 2002.

LORENZO, G. A.; BERGADO, D. T. Fundamental parameters of cement-admixed clay - New approach. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 10, p. 1042-1050, 2004.

MACÊDO, J. A. G. Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis. 1996. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

MAIA, J. L. **Uso de resíduos em sistemas cimentícios – aplicação do método físico-químico para otimização de formulações**. 2008. 236 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

MANDAL, T.; TINJUM, J. M.; EDIL, T. B. Non-destructive testing of cementitiously stabilized materials using ultrasonic pulse velocity test. **Transportation Geotechnics**, v. 6, p. 97-107, 2016.

MATUSINOVIC, T.; KURAJICA, S.; SIPUSIC, J. The correlation between compressive strength and ultrasonic parameters of calcium aluminate cement materials. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 8, p. 1451-1457, 2004.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**, 3 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015. 638 p.

MILANI, A. P. S. **Avaliação física, mecânica e térmica do material solo-cimento-cinza de casca de arroz e seu desempenho como parede monolítica**. 2008. 195 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

MILANI, A. P. S.; FREIRE, W. J. Avaliação física, mecânica e térmica de misturas de solo-cimento adicionadas de cinza de casca de arroz sem atividade pozolânica. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n. 11, p. 23-30, 2008.

MOH, Z. Reactions of soil minerals with cement and chemicals. **Highway Research Record**, b. 86, 1965.

MORETTI, G. V. *et al.* Time-enhanced strength increase of an alluvial clay, typical of the northeastern region of Brazil, mixed with different cement dosages. **Acta Scientiarum. Technology**, v. 35, n. 3, p. 457-462, 2013.

MOTTA, L. M. G. Aspectos dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos de alguns países comparados aos critérios propostos para o novo método brasileiro. **Revista Estradas**, v.22, p. 12-24, 2017.

MUKESH, H.; PATEL, A. A Review on Effects of Stabilizing Agents for Stabilization of Weak Soil, **Journal of Civil and Environmental Research**, Vol. 2, No. 6. 2012.

NASCIMENTO, R. S. **Estudo de desempenho à fadiga de base cimentada tipo BGTC na BR-101/SE**. 2017. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2017.

NASCIMENTO, R. S.; ALBUQUERQUE, F. S. Estudo de desempenho à fadiga de base cimentada tipo BGTC na BR-101/SE. **TRANSPORTES**, v. 26, n. 1, p. 21-36, 2018.

NAZARIAN, S. *et al.* **Quality management of flexible pavement layers with seismic methods**. Center for Transportation Infrastructure Systems. 2005.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Caracterização e Classificação Geral de Solos para Pavimentação: Limitações dos Métodos Tradicionais, Apresentação de uma nova Sistemática. **15ª Reunião Anual de Pavimentação**, Belo Horizonte, MG, 1980.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Editora Vilibor, 1995.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. **Anais Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia**, v. 1, p. 30-41. Rio de Janeiro, 1981

NORLING, L. T. Standard Laboratory Tests for Soil-Cement-Development, Purpose and History of Use. **Highway Research Record**, n. 36, 1963.

NUNEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

OLIVEIRA, L. C. D. **A estabilização de solos aplicada à habitação, um estudo de misturas de solo-cimento**. 1994. 236 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1994.

OLIVEIRA, R. F. V.; MOTTA, L. M. G. Avaliação de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos. **Revista Pavimentação**, v. 8, n. 28, p. 11-23, 2013.

OSINUBI, K. J. Influence of compactive efforts and compaction delays on lime-treated soil. **Journal of Transportation Engineering**, v. 124, n. 2, p. 149-155, 1998.

OSINUBI, K. J.; Nwaiwu, C. M. Compaction delay effects on properties of lime-treated soil. **Journal of materials in Civil Engineering**, v. 18, n. 2, p. 250-258, 2006.

OSULA, D. O. A. Evaluation of admixture stabilization for problem laterite. **Journal of transportation engineering**, v. 115, n. 6, p. 674-687, 1989.

PARSONS, R. L.; MILBURN, J. P. Engineering behavior of stabilized soils. **Transportation Research Record**, n. 1837, p. 20-29, 2003.

PEREIRA, K. L. A. **Estabilização de um solo com cimento e cinza de lodo para uso em pavimentos**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

PORBAHA, A.; SHIBUYA, S.; KISHIDA, T. State of the art in deep mixing technology. Part III: geomaterial characterization. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement**, v. 4, n. 3, p. 91-110, 2000.

PORTELINHA, F. H. M. **Efeitos da cal e do cimento na modificação dos solos para fins rodoviários: mecanismos de reação, parâmetros de caracterização geotécnica e resistência mecânica**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2008.

PORTELINHA, F. H. M. et al. Modification of a lateritic soil with lime and cement: an economical alternative for flexible pavement layers. **Soils and Rocks**, São Paulo, v. 35, n. 1, p. 51-63, 2012.

PREIS, L. A. M.; ARTUSO, F.; LUKIANTCHUKI, J. A. Influência do teor de cimento no comportamento da resistência à compressão simples de resíduos de construção civil (RCC). In: **XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Anais...COBRAMSEG, Salvador, 2018.

REIS, J. H. C. *et al.* Evaluation of Soil, Cement and Construction and Demolition Waste (CDW) Mixtures for Use in Road Pavement Base and Sub-Base Applications. **Key Engineering Materials**, v. 634, p. 247-255, 2015.

RIBEIRO, D.; NÉRI, R.; CARDOSO, R. Influence of water content in the UCS of soil-cement mixtures for different cement dosages. **Procedia Engineering**, v. 143, p. 59-66, 2016.

RIOS, S. *et al.* Influence of grain size and mineralogy on the porosity/cement ratio. **Géotechnique Letters** 3, n. 3, p. 130-136, 2013.

RIOS, S.; FONSECA, A. V.; BAUDET, B. A. Effect of the porosity/cement ratio on the compression of cemented soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 11, p. 1422-1426, 2012.

ROCHA, M. T.; REZENDE, L. R. Estudo laboratorial de um solo tropical granular estabilizado quimicamente para fins de pavimentação. **Revista Matéria**, v. 22, n. 4, 2017.

RODRIGUES, M. G. M. **Contribuição ao estudo do método físico-químico de dosagem do solo-cimento**. 1992. 193 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1992.

SAMPAIO, M. G. **Comportamento mecânico e hídrico de solos estabilizados com emulsão asfáltica**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

SANBONSUGE, K. **Estudo laboratorial e de campo de base de solo-cimento**. 2013. 137 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

SANBONSUGE, K. *et al.* Efeito da umidade inicial e do tempo de cura nas propriedades mecânicas de misturas solo-cimento. **TRANSPORTES**, v. 25, n. 4, p. 68-82, 2017.

SANTOS, T. A.; SPECHT, L. P.; PINHEIRO, R. J. B. Caracterização física e mecânica de solos usualmente empregados em subleitos rodoviários no Rio Grande do Sul. In: **XVIII**

Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Anais...COBRAMSEG, Belo Horizonte, 2016.

SARRO, W. S. **Constantes elásticas de solo compactado a partir do ensaio de ultrassom.** 2017. 87 f. Dissertação (Mestrado em Ciência dos Materiais) – Universidade Estadual de Campinas, Limeira, 2017.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Characterization of cemented sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 10, p. 857-868, 2001.

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira (SP).** 2000. 176 f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) - Faculdade de Engenharia Agrícola - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2000.

SOLIZ, V. V. P. **Estudo de três solos estabilizados com emulsão asfáltica.** 2007. 166p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

SOUZA JUNIOR, J. D. **Efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do Estado do Ceará.** 2005. 222 fl. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

SPECHT, L. P.; CERATTI, J. A. P.; CONSOLI, N. C. Laboratory study of soil-cement-fiber mixtures under static and repeat-ed loading for pavements. **IJP-International Journal of Pavements**, v. 5, n. 1, p. 99-109, 2006.

STRACKE, F. *et al.* The influence of moisture content on tensile and compressive strength of artificially cemented sand. **Soils and Rocks**, v. 35, n. 3, p. 303-308, 2012.

SU, N. *et al.* Characterizations of base and subbase layers for mechanistic-empirical pavement design. **Construction and Building Materials**, v. 152, p. 731-745, 2017.

SVENSON, M. Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos. 1980. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

TEIXEIRA, B. S. Resistência de solos moles orgânicos artificialmente cimentados. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014a.

TEIXEIRA, I. **Estabilização de um solo laterítico argiloso para utilização como camada de pavimento.** 2014. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2014b.

TESSARI, C. L. **Análise do comportamento de brita graduada tratada com cimento com a adição de borracha de pneus para aplicação em camadas de base de pavimentos.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

TORALLES-CARBONARI, B. M. *et al.* Utilização do método ultra-sônico para avaliação da performance do concreto de alto desempenho. **Revista IBRACON Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 3, n. 4, p. 494-511, 2010.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 1977. 509p.

VENSON, G. I. **Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

VITALI, Oswaldo Paiva Magalhães. **Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência**. 2008. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia- Universidade do Porto, Porto, 2008.

VIZCARRA, G. O. C.; CASAGRANDE, M. D.T.; MOTTA, L. Maria G. Applicability of municipal solid waste incineration ash on base layers of pavements. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 26, n. 6, p. 06014005, 2013.

VOIGT, T.; SUN, Z.; SHAH, S. P. Comparison of ultrasonic wave reflection method and maturity method in evaluating early-age compressive strength of mortar. **Cement and Concrete Composites**, v. 28, n. 4, p. 307-316, 2006.

WEST, Graham. A laboratory investigation into the effect of elapsed time after mixing on the compaction and strength of soil-cement. **Geotechnique**, v. 9, n. 1, p. 22-28, 1959.

XUAN, D. X. *et al.* Mechanical properties of cement-treated aggregate material—a review. **Materials and Design**, v. 33, p. 496-502, 2012.

YESILLER, N. *et al.* Ultrasonic testing for evaluation of stabilized mixtures. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, n. 1757, p. 32-42, 2001.

ZAGO, J. P. **Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria – RS**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

APÊNDICES

APÊNDICE A

Dados Gerais dos Corpos de Prova Ensaiaados à Resistência à Compressão Simples (RCS)

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP II Z-32, dimensão normal, curados durante 7 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	ω_{rup} (%)	$\Delta\omega$ (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{m\acute{e}dia}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ _{m\acute{e}dia} (%)	a/ci ²	a/ci ² _{m\acute{e}dia}
0	1,87	99,9	13,8	13,8	0,10	84,3	84,3	0,440	30,56		-		-	
	1,87	99,8	14,0	14,0	0,28	85,2	85,2	0,442	30,64	30,5	-	-	-	-
	1,87	100,2	14,0	14,0	0,29	86,5	86,5	0,435	30,31		-		-	
6	1,88	99,8	13,1	14,2	-0,10	79,6	86,5	0,447	30,88		1,05		2,31	
	1,86	99,1	13,2	14,8	0,03	78,5	87,6	0,458	31,40	31,1	1,36	1,05	2,34	2,35
	1,88	99,8	13,5	14,3	0,30	81,9	86,5	0,448	30,92		0,75		2,39	
7	1,87	99,7	13,5	14,8	0,25	81,8	89,2	0,450	31,05		1,14		2,07	
	1,87	99,7	13,3	14,6	0,02	80,3	88,0	0,451	31,08	31,0	1,16	1,10	2,04	2,05
	1,88	100,1	13,3	14,3	-0,01	81,3	87,8	0,444	30,77		1,00		2,03	
8	1,88	99,6	13,5	14,6	0,03	82,4	88,9	0,447	30,89		1,01		1,83	
	1,87	99,0	13,6	14,8	0,05	81,1	88,7	0,455	31,28	30,9	1,20	1,00	1,83	1,83
	1,89	99,9	13,6	14,4	0,10	83,8	88,7	0,442	30,65		0,77		1,84	
9	1,87	98,7	13,4	14,5	-0,08	80,5	86,9	0,454	31,25		0,97		1,63	
	1,88	98,7	13,4	14,7	-0,09	80,6	88,2	0,454	31,22	31,1	1,16	0,99	1,62	1,63
	1,89	99,3	13,6	14,4	0,05	83,1	88,5	0,445	30,78		0,85		1,64	
10	1,88	99,5	13,7	14,8	0,05	82,5	89,3	0,452	31,12		1,03		1,50	
	1,88	99,5	13,6	14,8	0,03	82,4	89,4	0,452	31,11	31,1	1,04	1,11	1,50	1,49
	1,88	99,5	13,3	14,6	-0,31	80,3	88,4	0,452	31,13		1,27		1,46	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP II Z-32, dimensão normal, curados durante 28 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	ω_{rup} (%)	$\Delta\omega$ (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{m\acute{e}dia}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ _{m\acute{e}dia} (%)	a/ci ²	a/ci ² _{m\acute{e}dia}
0	1,87	99,9	13,8	13,8	0,10	84,3	84,3	0,440	30,56		-		-	
	1,87	99,8	14,0	14,0	0,28	85,2	85,2	0,442	30,64	30,5	-	-	-	-
	1,87	100,2	14,0	14,0	0,29	86,5	86,5	0,435	30,31		-		-	
6	1,85	98,5	12,7	14,6	-0,48	74,2	85,0	0,466	31,77		1,76		2,25	
	1,86	98,7	12,8	14,7	-0,44	74,9	86,3	0,463	31,63	31,5	1,80	1,71	2,25	2,25
	1,87	99,4	12,7	14,4	-0,48	76,3	86,3	0,452	31,14		1,56		2,25	
7	1,85	98,6	12,9	14,9	-0,43	75,1	86,9	0,466	31,80		1,88		1,97	
	1,85	98,7	12,8	14,8	-0,50	74,7	86,6	0,466	31,78	31,5	1,90	1,64	1,96	1,99
	1,88	100,1	13,4	14,6	0,08	81,8	88,9	0,445	30,80		1,14		2,05	
8	1,87	98,9	13,8	14,9	0,34	82,5	88,8	0,457	31,35		1,03		1,87	
	1,88	99,5	14,0	14,7	0,50	85,0	89,5	0,448	30,96	31,2	0,73	0,95	1,89	1,87
	1,87	99,1	13,8	14,9	0,30	82,7	89,4	0,454	31,24		1,09		1,86	
9	1,88	98,9	13,9	14,8	0,37	83,9	89,6	0,451	31,08		0,96		1,68	
	1,88	99,2	13,7	14,8	0,24	84,0	90,2	0,446	30,86	31,0	0,98	0,91	1,66	1,68
	1,88	99,0	14,0	14,8	0,46	84,8	89,7	0,449	30,98		0,81		1,69	
10	1,87	99,1	13,5	14,2	-0,08	80,6	84,6	0,458	31,42		0,70		1,49	
	1,86	98,7	13,3	15,1	-0,28	78,3	88,6	0,464	31,70	31,5	1,69	1,27	1,47	1,48
	1,87	98,9	13,6	15,1	0,04	80,9	89,6	0,460	31,52		1,43		1,50	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP II Z-32, dimensão reduzida, curados por 7 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	ω_{rup} (%)	$\Delta\omega$ (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{m\acute{e}dia}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ _{m\acute{e}dia} (%)	a/ci ²	a/ci ² _{m\acute{e}dia}
0	1,87	99,9	14,0	14,0	0,28	85,4	85,4	0,440	30,57		-		-	
	1,87	100,2	13,9	13,9	0,18	85,6	85,6	0,436	30,38	30,4	-	-	-	-
	1,88	100,3	13,9	13,9	0,22	86,1	86,1	0,435	30,29		-		-	
6	1,89	100,5	13,2	14,0	-0,05	81,8	87,3	0,437	30,39		0,88		2,32	
	1,89	100,7	13,1	13,9	-0,14	81,7	86,9	0,434	30,27	30,4	0,84	0,88	2,31	2,32
	1,89	100,5	13,1	14,1	-0,08	81,6	87,4	0,437	30,40		0,93		2,32	
7	1,89	100,3	13,6	14,4	0,26	83,4	88,4	0,442	30,64		0,82		2,07	
	1,89	100,5	13,5	14,3	0,16	83,4	88,8	0,439	30,51	30,7	0,88	0,92	2,06	2,07
	1,87	99,7	13,6	14,7	0,32	82,3	88,8	0,450	31,05		1,06		2,08	
8	1,89	99,8	13,5	14,2	0,04	83,1	87,3	0,444	30,73		0,67		1,83	
	1,90	100,3	13,4	14,0	-0,08	83,8	87,5	0,436	30,35	30,5	0,58	0,68	1,81	1,82
	1,89	100,0	13,4	14,2	-0,11	82,9	87,9	0,440	30,56		0,79		1,81	
9	1,89	99,6	13,7	14,4	0,22	85,0	89,1	0,440	30,57		0,69		1,66	
	1,91	100,3	13,7	14,3	0,16	86,5	90,6	0,430	30,09	30,3	0,66	0,69	1,65	1,66
	1,90	100,0	13,7	14,4	0,23	86,1	90,6	0,435	30,29		0,73		1,66	
10	1,90	100,4	13,8	14,5	0,22	85,8	90,0	0,439	30,52		0,69		1,52	
	1,89	99,8	13,8	14,6	0,17	84,0	89,4	0,447	30,90	30,7	0,89	0,78	1,51	1,53
	1,89	100,0	14,0	14,7	0,41	86,0	90,5	0,445	30,77		0,76		1,54	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP II Z-32, dimensão reduzida, curados por 28 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	ω_{rup} (%)	$\Delta\omega$ (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{m\acute{e}dia}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ _{m\acute{e}dia} (%)	a/ci ²	a/ci ² _{m\acute{e}dia}
0	1,87	99,9	14,0	14,0	0,28	85,4	85,4	0,440	30,57		-		-	
	1,87	100,2	13,9	13,9	0,18	85,6	85,6	0,436	30,38	30,4	-	-	-	-
	1,88	100,3	13,9	13,9	0,22	86,1	86,1	0,435	30,29		-		-	
6	1,88	100,0	13,4	14,4	0,22	81,9	87,9	0,445	30,79		0,92		2,37	
	1,88	100,1	13,3	14,3	0,13	81,9	87,9	0,442	30,65	30,9	0,96	1,05	2,35	2,36
	1,87	99,5	13,3	14,7	0,09	79,8	88,0	0,452	31,13		1,27		2,35	
7	1,86	99,1	13,6	14,9	0,34	80,6	88,2	0,460	31,50		1,19		2,08	
	1,87	99,5	13,6	14,6	0,33	81,8	87,9	0,453	31,19	31,1	1,00	1,02	2,08	2,07
	1,88	100,2	13,4	14,3	0,08	82,1	87,7	0,443	30,72		0,88		2,05	
8	1,88	99,6	13,7	14,5	0,24	84,0	88,6	0,446	30,83		0,67		1,86	
	1,89	100,2	13,6	14,3	0,09	84,6	89,1	0,437	30,43	30,6	0,68	0,74	1,83	1,83
	1,89	100,1	13,3	14,3	-0,16	82,8	88,7	0,439	30,49		0,86		1,80	
9	1,89	99,6	13,7	14,4	0,20	84,9	89,5	0,440	30,56		0,70		1,66	
	1,90	100,1	13,6	14,4	0,12	85,5	90,7	0,434	30,27	30,5	0,78	0,77	1,65	1,66
	1,89	99,6	13,8	14,6	0,27	85,2	90,5	0,441	30,58		0,83		1,67	
10	1,89	99,8	14,0	14,8	0,42	85,5	90,1	0,448	30,93		0,75		1,54	
	1,89	99,8	13,6	14,5	0,05	83,2	88,5	0,448	30,92	31,0	0,82	0,87	1,50	1,51
	1,88	99,4	13,6	14,7	-0,04	81,8	88,5	0,453	31,15		1,03		1,49	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP V-ARI, dimensão normal, curados durante 7 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	$\Delta\omega$ (%)	ω_{rup} (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{m\acute{e}dia}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ _{m\acute{e}dia} (%)	a/ci ²	a/ci ² _{m\acute{e}dia}
0	1,87	99,9	13,8	0,10	13,8	84,3	84,3	0,440	30,56		-		-	
	1,87	99,8	14,0	0,28	14,0	85,2	85,2	0,442	30,64	30,5	-	-	-	-
	1,87	100,2	14,0	0,29	14,0	86,5	86,5	0,435	30,31		-		-	
6	1,86	100,2	13,1	-0,30	14,5	77,6	86,0	0,459	31,48		1,36		2,31	
	1,87	100,4	13,2	-0,24	14,6	78,2	86,9	0,458	31,40	31,3	1,39	1,34	2,32	2,31
	1,87	100,7	12,9	-0,46	14,2	77,9	85,7	0,452	31,15		1,28		2,29	
7	1,85	99,2	13,0	-0,09	14,8	75,5	86,2	0,470	31,95		1,75		1,99	
	1,86	99,7	13,0	-0,11	14,7	76,6	86,6	0,462	31,61	31,8	1,61	1,69	1,99	1,98
	1,86	99,4	12,9	-0,18	14,7	75,5	86,0	0,467	31,82		1,71		1,97	
8	1,87	99,2	13,4	-0,16	14,7	79,2	86,7	0,464	31,67		1,28		1,81	
	1,87	99,7	13,5	-0,14	14,6	80,5	87,1	0,457	31,36	31,4	1,11	1,18	1,82	1,82
	1,88	99,8	13,6	0,03	14,8	81,7	88,7	0,456	31,30		1,14		1,84	
9	1,87	100,1	13,3	-0,03	14,7	78,8	87,5	0,461	31,54		1,42		1,61	
	1,86	99,7	12,9	-0,37	14,5	75,8	85,2	0,467	31,83	31,7	1,54	1,50	1,57	1,59
	1,86	99,7	13,3	-0,01	14,9	77,7	87,0	0,468	31,87		1,54		1,61	
10	1,88	100,5	13,7	0,04	14,9	82,1	88,9	0,459	31,44		1,13		1,51	
	1,88	100,6	13,8	0,11	14,9	82,8	89,1	0,457	31,37	31,4	1,07	1,13	1,52	1,52
	1,88	100,3	13,8	0,10	15,0	82,1	89,0	0,461	31,54		1,18		1,52	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP V-ARI, dimensão normal, curados durante 28 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	$\Delta\omega$ (%)	ω_{rup} (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{média}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ _{média} (%)	a/ci ²	a/ci ² _{média}
0	1,87	99,9	13,8	0,10	13,8	84,3	84,3	0,440	30,56		-		-	
	1,87	99,8	14,0	0,28	14,0	85,2	85,2	0,442	30,64	30,5	-	-	-	-
	1,87	100,2	14,0	0,29	14,0	86,5	86,5	0,435	30,31		-		-	
6	1,89	101,4	13,4	0,04	14,2	82,5	87,2	0,443	30,71		0,74		2,37	
	1,85	99,3	13,1	-0,26	15,0	75,6	86,3	0,473	32,10	31,4	1,67	1,23	2,32	2,35
	1,87	100,5	13,4	0,00	14,8	80,1	88,5	0,455	31,27		1,28		2,37	
7	1,88	100,4	13,2	0,10	14,5	79,7	87,6	0,452	31,11		1,21		2,02	
	1,88	100,8	13,2	0,10	14,5	80,5	88,3	0,447	30,88	31,1	1,19	1,20	2,02	2,04
	1,87	100,2	13,6	0,47	14,9	81,3	89,0	0,455	31,28		1,20		2,07	
8	1,88	100,2	13,4	-0,17	14,3	81,6	86,9	0,449	31,00		0,80		1,81	
	1,88	100,1	13,6	0,02	14,7	82,4	88,6	0,451	31,10	31,2	0,92	0,94	1,84	1,83
	1,87	99,7	13,6	-0,02	14,8	81,2	88,5	0,457	31,34		1,11		1,83	
9	1,88	100,6	13,1	-0,20	14,5	78,9	87,5	0,454	31,21		1,29		1,59	
	1,90	101,5	13,2	-0,15	14,3	81,6	88,6	0,441	30,61	30,9	1,06	1,18	1,59	1,60
	1,89	101,1	13,3	-0,02	14,5	81,2	88,9	0,447	30,90		1,18		1,61	
10	1,87	100,2	13,8	0,07	15,1	81,6	89,7	0,462	31,61		1,25		1,52	
	1,87	99,9	13,6	-0,10	15,1	79,9	88,5	0,466	31,79	31,6	1,37	1,30	1,50	1,49
	1,88	100,4	13,4	-0,30	14,8	79,8	88,0	0,460	31,51		1,30		1,47	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP V-ARI, dimensão reduzida, curados por 7 dias.

Tipo de cimento	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	$\Delta\omega$ (%)	ω_{rup} (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{m\acute{e}dia}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ _{m\acute{e}dia} (%)	a/ci ²	a/ci ² _{m\acute{e}dia}
0	1,87	99,9	14,0	0,28	14,0	85,4	85,4	0,440	30,57		-		-	
	1,87	100,2	13,9	0,18	13,9	85,6	85,6	0,436	30,38	30,4	-	-	-	-
	1,88	100,3	13,9	0,22	13,9	86,1	86,1	0,435	30,29		-		-	
6	1,89	101,7	13,3	-0,11	14,1	82,5	87,2	0,439	30,50		0,78		2,35	
	1,88	100,9	13,3	-0,14	14,2	80,1	86,1	0,450	31,05	31,0	1,00	0,94	2,34	2,36
	1,87	100,4	13,4	0,04	14,5	80,0	86,2	0,458	31,39		1,04		2,38	
7	1,88	100,3	13,2	0,06	14,3	79,2	86,3	0,453	31,18		1,19		2,01	
	1,88	100,6	13,0	-0,07	14,2	79,2	86,5	0,449	30,97	31,0	1,21	1,21	1,99	1,99
	1,88	100,7	12,9	-0,18	14,2	78,8	86,4	0,447	30,89		1,25		1,97	
8	1,89	100,6	13,8	0,16	14,4	84,6	88,8	0,444	30,75		0,75		1,86	
	1,88	100,1	13,8	0,23	14,7	83,8	89,3	0,450	31,05	31,0	0,95	0,87	1,87	1,86
	1,88	100,0	13,8	0,17	14,6	82,9	88,0	0,453	31,19		0,91		1,86	
9	1,88	100,8	13,2	-0,09	14,3	80,0	86,3	0,452	31,12		1,02		1,60	
	1,89	101,0	13,3	-0,01	14,3	81,0	87,1	0,449	30,98	31,1	0,99	1,05	1,61	1,60
	1,88	100,6	13,1	-0,22	14,3	78,9	86,1	0,453	31,20		1,16		1,58	
10	1,88	100,6	14,0	0,31	14,8	84,2	89,0	0,456	31,33		0,82		1,54	
	1,87	100,0	13,8	0,10	14,9	81,3	87,7	0,465	31,74	31,5	1,07	0,95	1,52	1,53
	1,88	100,3	13,8	0,11	14,8	82,1	87,8	0,461	31,53		0,96		1,52	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP V-ARI, dimensão reduzida, curados por 28 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	$\Delta\omega$ (%)	ω_{rup} (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{m\acute{e}dia}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ _{m\acute{e}dia} (%)	a/ci ²	a/ci ² _{m\acute{e}dia}
0	1,87	99,9	14,0	0,28	14,0	85,4	85,4	0,440	30,57		-		-	
	1,87	100,2	13,9	0,18	13,9	85,6	85,6	0,436	30,38	30,4	-	-	-	-
	1,88	100,3	13,9	0,22	13,9	86,1	86,1	0,435	30,29		-		-	
6	1,86	100,1	13,4	0,01	14,6	79,2	86,1	0,461	31,56		1,08		2,37	
	1,87	100,3	13,5	0,13	14,7	80,3	87,5	0,458	31,42	31,4	1,13	1,12	2,39	2,36
	1,87	100,5	13,1	-0,27	14,4	78,4	86,1	0,455	31,29		1,15		2,32	
7	1,89	101,3	13,2	0,09	14,0	81,9	86,7	0,439	30,51		0,70		2,02	
	1,87	100,2	12,9	-0,21	14,3	77,2	85,5	0,455	31,28	31,0	1,27	1,10	1,97	1,99
	1,87	100,1	12,9	-0,21	14,4	77,0	86,3	0,456	31,32		1,34		1,97	
8	1,89	100,6	13,3	-0,34	14,1	81,5	87,0	0,444	30,76		0,79		1,79	
	1,88	99,7	13,5	-0,13	14,7	80,6	87,7	0,456	31,34	31,1	1,06	0,96	1,82	1,81
	1,88	99,9	13,4	-0,18	14,6	80,7	87,7	0,454	31,24		1,03		1,81	
9	1,88	100,3	13,3	-0,01	14,6	79,3	87,1	0,458	31,43		1,27		1,61	
	1,887	100,9	13,1	-0,21	14,3	79,6	87,0	0,450	31,03	31,3	1,09	1,26	1,59	1,60
	1,87	100,1	13,2	-0,15	14,7	78,1	87,5	0,461	31,55		1,42		1,59	
10	1,89	101,1	13,4	-0,33	14,2	81,4	86,4	0,450	31,03		0,77		1,47	
	1,87	100,0	13,4	-0,26	14,7	79,3	86,7	0,465	31,72	31,4	1,18	1,02	1,48	1,47
	1,88	100,5	13,4	-0,29	14,6	80,4	87,5	0,457	31,38		1,11		1,48	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

APÊNDICE B
Dados Gerais dos Corpos de Prova Ensaçados à
Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD) e Ultrassom

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP II Z-32, dimensão normal, curados por 7 e 28 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	ω_{rup} (%)	$\Delta\omega$ (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{média}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ _{média} (%)	a/ci ²	a/ci ² _{média}
7 DIAS DE CURA														
0	1,87	100,1	13,9	13,9	0,21	85,7	85,7	0,436	30,4	30,4	-	-	-	-
	1,87	100,2	14,0	14,0	0,32	86,6	86,6	0,435	30,3	30,4	-	-	-	-
6	1,88	100,2	13,2	13,9	-0,02	81,2	85,7	0,441	30,6	30,6	0,79	0,85	2,33	2,32
	1,88	100,3	13,1	14,1	-0,11	80,7	86,7	0,440	30,6	30,6	0,92	0,85	2,31	2,32
7	1,88	99,9	13,4	14,3	0,06	81,0	86,9	0,448	30,9	30,9	0,91	0,89	2,04	2,04
	1,88	100,1	13,3	14,2	0,02	81,4	86,8	0,445	30,8	30,9	0,87	0,89	2,04	2,04
8	1,89	100,0	13,3	14,0	-0,17	82,5	86,8	0,440	30,5	30,6	0,72	0,72	1,80	1,83
	1,89	99,8	13,7	14,4	0,23	84,4	88,8	0,443	30,7	30,6	0,71	0,72	1,85	1,83
9	1,90	99,8	13,3	14,1	-0,15	83,1	87,8	0,438	30,5	30,6	0,74	0,75	1,62	1,65
	1,89	99,3	13,9	14,6	0,37	85,0	89,7	0,445	30,8	30,6	0,76	0,75	1,68	1,65
10	1,89	100,2	13,6	14,3	-0,01	84,1	88,3	0,441	30,6	30,6	0,69	0,71	1,50	1,49
	1,90	100,3	13,6	14,3	-0,04	84,2	88,6	0,440	30,5	30,6	0,72	0,71	1,49	1,49
28 DIAS DE CURA														
0	1,87	100,1	13,9	13,9	0,21	85,7	85,7	0,436	30,4	30,4	-	-	-	-
	1,87	100,2	14,0	14,0	0,32	86,6	86,6	0,435	30,3	30,4	-	-	-	-
6	1,88	99,8	13,3	14,4	0,13	80,9	88,7	0,447	30,9	31,0	1,01	1,07	2,36	2,35
	1,87	99,4	13,3	14,5	0,08	79,5	89,2	0,453	31,2	31,0	1,13	1,07	2,35	2,35
7	1,89	100,3	13,4	14,2	0,15	82,7	86,4	0,442	30,7	30,7	0,77	0,79	2,06	2,06
	1,88	100,1	13,4	14,3	0,15	82,3	87,2	0,444	30,8	30,7	0,82	0,79	2,06	2,06
8	1,89	99,8	13,5	14,2	0,00	83,0	87,8	0,443	30,7	30,9	0,72	0,78	1,82	1,84
	1,88	99,3	13,8	14,7	0,30	83,3	90,1	0,451	31,1	30,9	0,83	0,78	1,86	1,84
9	1,89	99,5	13,4	14,2	-0,13	82,5	88,2	0,442	30,6	30,8	0,80	0,80	1,62	1,64
	1,88	99,0	13,7	14,5	0,17	83,1	88,7	0,449	31,0	30,8	0,80	0,80	1,66	1,64
10	1,90	100,6	13,3	14,1	-0,30	83,3	86,9	0,436	30,3	30,4	0,73	0,76	1,46	1,47
	1,90	100,5	13,5	14,4	-0,10	84,2	89,1	0,438	30,4	30,4	0,80	0,76	1,48	1,47

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP II Z-32, dimensão reduzida, curados por 7 e 28 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	ω_{rup} (%)	$\Delta\omega$ (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{m\acute{e}dia}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ m $\acute{e}dia$ (%)	a/ci ²	a/ci ² m $\acute{e}dia$
7 DIAS DE CURA														
0	1,86	99,6	14,1	14,1	0,37	85,2	86,7	0,445	30,8	30,7	-	-	-	-
	1,87	99,8	14,0	14,0	0,31	85,5	86,6	0,441	30,6		-	-	-	-
6	1,89	100,5	12,9	13,4	-0,26	80,4	82,8	0,437	30,4	30,4	0,56	0,62	2,29	2,29
	1,89	100,4	13,0	13,6	-0,22	80,4	83,9	0,438	30,5		0,68		2,29	
7	1,88	100,2	13,2	14,0	-0,12	80,9	85,0	0,443	30,7	30,7	0,85	0,77	2,02	2,03
	1,89	100,3	13,3	13,9	0,02	82,0	85,2	0,441	30,6		0,69		2,04	
8	1,90	100,4	13,3	13,9	-0,16	83,6	86,1	0,435	30,3	30,5	0,63	0,68	1,80	1,81
	1,89	99,9	13,4	14,1	-0,09	82,6	86,6	0,442	30,6		0,73		1,81	
9	1,90	100,0	13,5	14,2	0,00	84,6	88,3	0,435	30,3	30,2	0,75	0,66	1,64	1,63
	1,91	100,3	13,4	13,8	-0,13	84,6	84,6	0,431	30,1		0,58		1,62	
10	1,90	100,3	13,6	14,1	0,03	84,6	87,3	0,440	30,5	30,7	0,62	0,68	1,50	1,50
	1,89	99,9	13,7	14,3	0,08	83,6	88,8	0,446	30,9		0,74		1,50	
28 DIAS DE CURA														
0	1,86	99,6	14,1	14,1	0,37	85,2	86,7	0,445	30,8	30,7	-	-	-	-
	1,87	99,8	14,0	14,0	0,31	85,5	86,6	0,441	30,6		-	-	-	-
6	1,89	100,8	12,8	13,6	-0,37	80,5	83,7	0,433	30,2	30,3	0,85	0,94	2,27	2,27
	1,89	100,4	12,8	13,9	-0,36	79,7	85,5	0,438	30,4		1,02		2,27	
7	1,89	100,4	13,3	14,1	0,03	82,4	85,7	0,440	30,6	30,4	0,82	0,76	2,04	2,03
	1,90	100,9	13,3	13,9	-0,03	83,2	85,2	0,434	30,3		0,71		2,03	
8	1,89	99,9	13,7	14,4	0,15	84,1	89,2	0,442	30,7	30,7	0,79	0,87	1,84	1,83
	1,88	99,7	13,4	14,3	-0,08	82,2	88,0	0,445	30,8		0,95		1,81	
9	1,90	99,8	13,4	13,7	-0,13	83,3	85,3	0,437	30,4	30,4	0,38	0,43	1,62	1,62
	1,90	100,0	13,4	13,8	-0,12	83,8	84,6	0,435	30,3		0,48		1,62	
10	1,89	100,2	13,5	14,3	-0,10	83,5	88,5	0,441	30,6	30,5	0,78	0,70	1,49	1,49
	1,90	100,5	13,5	14,1	-0,09	84,3	87,5	0,437	30,4		0,61		1,49	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP V-ARI, dimensão normal, curados durante 7 e 28 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	ω_{rup} (%)	$\Delta\omega$ (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{média}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ média (%)	a/ci ²	a/ci ² média
7 DIAS DE CURA														
0	1,87	100,1	13,9	13,9	0,21	85,7	85,7	0,436	30,4	30,4	-	-	-	-
	1,87	100,2	14,0	14,0	0,32	86,6	86,6	0,435	30,3		-	-	-	-
6	1,88	101,1	13,2	14,2	-0,19	80,3	86,0	0,448	30,9	31,0	0,90	0,93	2,33	2,35
	1,88	100,9	13,4	14,4	-0,05	80,8	87,0	0,450	31,0		0,96		2,36	
7	1,88	100,7	13,2	14,2	0,06	80,3	86,8	0,447	30,9	30,9	1,07	1,08	2,01	2,01
	1,88	100,7	13,1	14,2	-0,03	79,7	86,7	0,447	30,9		1,08		2,00	
8	1,88	100,0	13,6	14,7	-0,01	82,0	88,7	0,452	31,1	31,1	1,10	1,03	1,83	1,83
	1,88	100,3	13,6	14,6	-0,01	82,7	88,8	0,449	31,0		0,96		1,84	
9	1,89	101,0	13,1	14,0	-0,22	79,9	85,3	0,448	30,9	31,0	0,84	0,92	1,58	1,57
	1,89	100,9	12,9	14,0	-0,39	78,6	85,0	0,450	31,0		1,01		1,56	
10	1,89	100,9	13,8	14,6	0,07	83,4	88,5	0,453	31,2	31,1	0,86	0,86	1,51	1,49
	1,89	101,0	13,4	14,3	-0,32	81,3	86,6	0,451	31,1		0,86		1,47	
28 DIAS DE CURA														
0	1,87	100,1	13,9	13,9	0,21	85,7	85,7	0,436	30,4	30,4	-	-	-	-
	1,87	100,2	14,0	14,0	0,32	86,6	86,6	0,435	30,3		-	-	-	-
6	1,88	100,8	13,2	14,4	-0,16	79,9	87,4	0,451	31,1	31,3	1,11	1,23	2,34	2,32
	1,86	100,3	13,0	14,4	-0,43	76,9	87,4	0,459	31,5		1,34		2,29	
7	1,86	99,6	13,0	14,5	-0,07	76,7	88,5	0,463	31,6	31,4	1,41	1,35	1,99	1,98
	1,88	100,5	12,9	14,3	-0,21	78,0	87,2	0,450	31,1		1,29		1,97	
8	1,88	100,0	13,4	14,5	-0,22	80,8	87,4	0,452	31,1	31,2	1,04	1,03	1,81	1,83
	1,88	99,9	13,7	14,7	0,06	82,2	89,2	0,454	31,2		1,02		1,84	
9	1,88	100,4	13,0	14,3	-0,27	78,1	87,1	0,456	31,3	31,4	1,19	1,20	1,58	1,59
	1,88	100,3	13,3	14,6	-0,03	79,1	88,6	0,459	31,4		1,21		1,61	
10	1,88	100,8	13,2	14,2	-0,45	80,0	86,1	0,454	31,2	31,4	0,94	0,94	1,46	1,48
	1,87	100,2	13,7	14,7	0,05	81,5	89,5	0,462	31,6		0,94		1,51	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

Dados gerais dos corpos de prova moldados com cimento CP V-ARI, dimensão reduzida, curados durante 7 e 28 dias.

Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	ω_{rup} (%)	$\Delta\omega$ (%)	Sr (%)	Sr _{rup} (%)	e	η (%)	$\eta_{média}$ (%)	Abs. ¹ (%)	Abs. ¹ _{média} (%)	a/ci ²	a/ci ² _{média}
7 DIAS DE CURA														
0	1,86	99,6	14,1	14,1	0,37	85,2	86,7	0,445	30,8	30,7	-	-	-	-
	1,87	99,8	14,0	14,0	0,31	85,5	86,6	0,441	30,6		-		-	-
6	1,88	101,0	13,3	13,7	-0,13	80,6	83,2	0,448	30,9	31,2	0,49	0,62	2,34	2,35
	1,87	100,4	13,3	14,0	-0,10	79,2	84,8	0,457	31,4		0,75		2,35	
7	1,89	101,1	13,2	13,8	0,08	81,3	84,3	0,442	30,6	30,5	0,78	0,76	2,01	2,00
	1,90	101,5	13,0	13,6	-0,09	81,4	83,1	0,436	30,4		0,75		1,99	
8	1,90	101,0	13,3	13,7	-0,29	82,8	82,9	0,439	30,5	30,6	0,50	0,62	1,80	1,79
	1,89	100,6	13,3	14,0	-0,33	81,7	84,9	0,444	30,7		0,74		1,79	
9	1,87	100,2	13,5	14,4	0,17	80,2	88,2	0,459	31,5	31,4	1,07	1,03	1,63	1,63
	1,88	100,5	13,5	14,4	0,18	80,9	87,4	0,456	31,3		0,98		1,63	
10	1,87	100,3	13,8	14,7	0,11	82,0	88,9	0,461	31,6	31,6	0,91	0,86	1,52	1,52
	1,87	100,1	13,8	14,5	0,05	81,1	88,2	0,464	31,7		0,81		1,51	
28 DIAS DE CURA														
0	1,86	99,6	14,1	14,1	0,37	85,2	86,7	0,445	30,8	30,7	-	-	-	-
	1,87	99,8	14,0	14,0	0,31	85,5	86,6	0,441	30,6		-		-	-
6	1,89	101,5	13,1	13,8	-0,31	80,6	83,6	0,442	30,6	30,7	0,69	0,78	2,31	2,31
	1,88	101,2	13,1	13,9	-0,34	79,7	84,2	0,446	30,8		0,87		2,31	
7	1,88	100,6	12,9	13,9	-0,17	78,6	85,0	0,449	31,0	30,8	1,01	0,96	1,98	1,97
	1,89	101,0	12,8	13,7	-0,29	78,8	83,6	0,443	30,7		0,92		1,96	
8	1,89	100,6	13,3	13,8	-0,30	81,8	83,1	0,444	30,7	30,9	0,61	0,61	1,80	1,80
	1,88	100,1	13,4	14,0	-0,23	80,9	85,0	0,451	31,1		0,62		1,80	
9	1,88	100,5	13,2	14,1	-0,08	79,4	86,3	0,455	31,3	31,4	0,90	0,98	1,60	1,59
	1,88	100,3	13,1	14,2	-0,21	78,1	86,4	0,458	31,4		1,07		1,59	
10	1,87	100,2	13,7	14,7	-0,01	81,0	88,9	0,463	31,6	31,7	0,97	0,99	1,51	1,50
	1,87	100,0	13,6	14,6	-0,12	79,9	88,9	0,465	31,8		1,01		1,49	

¹Absorção; ² Relação água/cimento.

APÊNDICE C
Características Físicas dos Corpos de Prova Ensaiaados no Módulo Resiliente

Características físicas dos corpos de prova moldados para ensaio de Módulo Resiliente, curados durante 28 dias.

Tipo de cimento	Teor de cimento (%)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	ω (%)	$\Delta\omega$ (%)	e	η (%)	$\eta_{\text{média}}$ (%)
CP II Z-32	6	1,89	100,5	13,5	0,33	0,436	30,4	30,4
		1,89	100,4	13,7	0,49	0,438	30,5	
		1,89	100,7	13,6	0,38	0,435	30,3	
	10	1,90	100,7	13,8	0,15	0,435	30,3	30,3
		1,90	100,5	13,9	0,32	0,437	30,4	
		1,91	100,8	13,9	0,35	0,433	30,2	
CP V-ARI	6	1,89	101,8	13,5	0,10	0,437	30,4	30,4
		1,89	101,9	13,6	0,20	0,436	30,4	
		1,89	101,9	13,6	0,20	0,436	30,4	
	10	1,89	101,0	13,9	0,18	0,450	31,1	30,9
		1,89	101,2	13,6	-0,08	0,448	31,0	
		1,90	101,5	13,6	-0,13	0,444	30,7	