

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

DAVID LAMBERTO DIEHL CAMACHO

**ESTUDO DE DOSAGEM DE SOLO-CIMENTO PARA CONSTRUÇÃO COM
TERRA CRUA**

São Leopoldo

2018

DAVID LAMERTO DIEHL CAMACHO

ESTUDO DE DOSAGEM DE SOLO-CIMENTO PARA CONSTRUÇÃO COM TERRA
CRUA

Trabalho de Conclusão de
Curso apresentado como requisito parcial
para obtenção do título de Engenheiro Civil
pelo Curso de Engenharia Civil da
Universidade do Vale do Rio dos Sinos -
UNISINOS

Orientador: Prof. Dr. Felipe Gobbi Silveira

São Leopoldo

2018

Dedico este trabalho a todos que um dia quiseram estudar, e não tentavam por parecer impossível. Eu e minha esposa Alini Luísa Diehl Camacho somos exemplos dessas pessoas, ela hoje Mestre, e concluindo a segunda graduação e eu me tornando engenheiro civil.

Fica a dica, não é impossível.

AGRADECIMENTOS

Enfim chegamos a este momento, agradecer a quem e como, e será que aqueles que serão lembrados agora são mais merecedores do que alguns esquecidos? Aqueles que passaram rápido nas nossas vidas, muitas vezes nem os nomes sabemos podem ter marcado, nos ensinado mais que aqueles que estão lá todos os dias. Por isso digo a todos que foram lembrados, sim sou realmente grato, mas aqueles esquecidos, sim também sou realmente grato. Então....

Agradeço a todas as pessoas que me disseram não, elas me fizeram mais forte.

Agradeço aos meus pais por terem se tornado inúteis muito cedo, dizem alguns especialistas que esse é o grande desafio dos pais, os meus tiveram sucesso, mas confesso que gostaria de ter aproveitado mais tempo da minha infância com eles, e ter sido um pouco mais dependente.

Agradeço a minha avó Maria José Fernandes Camacho por aceitar o desafio de criar duas crianças pequenas que não eram suas responsabilidades, agradeço as surras que levei, (foram várias), mas em função das circunstâncias entendo que foram necessárias e úteis e ajudaram a formar meu caráter.

Agradeço a minha tia Maria Teresa Fernandes Camacho por ajudar a minha avó neste desafio.

Agradeço a minha irmã por ter sido minha companheira fiel na infância, dividindo todas as dores e alegrias daqueles tempos difíceis, e peço desculpas por ter te abandonado em situações que naquele momento estavam além do meu entendimento.

Agradeço aos amigos que fiz, e foram muitos, alguns esquecidos, provavelmente teria que escrever mais 100 páginas só com seus nomes, então vou destacar os que estiveram mais próximos neste período final da graduação; Cesar Luís de Souza dias, Victor Fagion, Heverton Alves de Almeida, Mauricio Schafer, Ingrid Vergara Schorr, Júlio César Maia Daudt, André Weber Stein, Tiago Schuck meu parceiro de solos, aos Kids, Igor, Leonardo.

Agradeço a todos os professores, aos bons e aos ruins, mas em especial aos meus dois orientadores, um da iniciação científica Mauricio Mancio e meu orientador do TCC Felipe Gobbi Silveira. Foi no segundo semestre de 2013 que tive a grande oportunidade de conhecê-los, e não tenho dúvida que isso mudou a minha vida, a forma como os dois são como professores, como profissionais e principalmente como pais, mudou a minha expectativa de futuro, não só profissional, mas pessoal, vejo em

vocês um exemplo de que existe uma possibilidade de trabalhar com honestidade e respeito aos outros e ser bem sucedido na vida, e se eu cheguei até aqui da forma como cheguei, foi por que vocês me fizeram enxergar as coisas diferente, acreditar que era possível.

Por falar em acreditar que é possível, a primeira pessoa que me lembro é minha esposa, Alini Luísa Diehl Camacho e neste momento me emociono, pois sem dúvida ela salvou minha vida, e digo literalmente, e provavelmente salvou outras vidas que nem ela nem eu sabemos. Não sei como será o nosso futuro, mas faço questão de registrar para sempre neste texto o quanto te admiro e respeito, você é meu combustível, e todas a decisões que tomo sempre decido pensando em qual seria a tua escolha, até para não levar uma bronca depois.

A alguns anos atrás aqui na UNISINOS, tivemos uma briga e ela ameaçou terminar comigo, e o motivo era que eu não queria fazer minha matricula na faculdade, pois achava que não conseguiria pagar, e hoje estou aqui para dizer que se vou me tornar engenheiro civil é por sua causa Alini, pois você me fez acreditar. Obrigado

“Todo mundo é um gênio. Mas, se você julgar um peixe por sua capacidade de subir em uma árvore, ele vai gastar toda a sua vida acreditando ser estúpido”.

Albert Einstein.

RESUMO

A construção com terra crua surgiu na antiguidade como uma das poucas alternativas disponíveis. Hoje a utilização de materiais naturais pode ser uma boa alternativa, em alguns casos, em relação à construção civil convencional. A utilização do solo como material de construção é complexo, pela variabilidade de tipos de solo encontrados. Muitos modelos teóricos tem sido criados para descrever suas particularidades e uma série de métodos e recomendações técnicas para estabelecer seus parâmetros de dosagens na estabilização de solos, em diversas aplicações. A escolha da melhor solução técnica pode depender de uma combinação de fatores que não estão contemplados somente por um dos métodos. Para este estudo, foram utilizados os três métodos de estabilização, (química, física e/ou mecânica). Para a melhoria das características mecânicas de um solo residual granítico, para sua aplicação em construções de terra crua de baixo custo para uma tribo indígena da aldeia Guarani Tekoa Pindó Mirim no distrito de Itapuã, RS. Além da tentativa de utilizar o material local como material de construção se fez uso do resíduo industrial cinza volante (CV), que é produzida em grande quantidade na região sul do país, material com potencial para ser reutilizado, tornando possível a redução de impactos ao meio ambiente e bom aproveitamento de suas propriedades. Para a realização do estudo se avaliou a resistência a compressão axial de 10 diferentes misturas de solo, cimento e cinza volante, moldados em 3 energias de compactação. A definição do percentual de 20 % de adição em massa de cinza volante foi realizada através de um estudo de empacotamento das partículas, com determinação de índice máximo e mínimo de vazios, permeabilidade ao ar e a utilização do *software* EMMA. Avaliou-se os resultados através de curvas granulométricas das misturas, pelo ensaio de granulometria por sedimentação. Os percentuais de cimento foram definidos de forma a abranger os teores indicados para o tipo de solo em todos os métodos de dosagem avaliados neste trabalho, as adições em massa de cimento, em relação ao solo foram

de 0%, 2%, 4%, 6% e 8%. Os resultados mostraram a grande importância da quantidade de cimento, idade de cura, e principalmente a diminuição dos vazios da mistura, seja por energia de compactação ou por empacotamento das partículas. Em todos os casos a resistência aumentou exponencialmente em relação a diminuição da porosidade.

Palavras-chave: Construção com terra crua. Solo-cimento. Estabilização de solos. Cinza volante.

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
CV	Cinza volante
NBR	Normas Brasileiras de Regulamentação
ATIC	Associação de Normas Técnicas da Indústria do Cimento
de Portugal	
BT	Boletim técnico
ET	Estudo técnico

SUMARIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 DEFINIÇÃO DO TEMA OU PROBLEMA.....	18
1.2 DELIMITAÇÕES DO TRABALHO	18
1.3 OBJETIVOS	18
1.3.1 Objetivo Geral	18
1.3.2 Objetivos Específicos	19
1.4 JUSTIFICATIVA	19
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1 CONSTRUÇÃO COM TERRA CRUA	20
2.2 SOLO	24
2.3 CIMENTO.....	25
2.4 CINZA VOLANTE	26
2.5 ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS	27
2.5.1 Estabilização mecânica	27
2.5.1.1 Compactação dos solos	28
2.5.1.2 Energia de compactação.....	30
2.5.2 Estabilização física	31
2.5.2.1 Empacotamento das partículas	32
2.5.3 Estabilização química	37
2.5.3.1 Solo-cimento	38
2.5.3.2 Métodos de dosagem para solo-cimento.....	41
3 MATERIAIS E MÉTODOS	48
3.1 MATERIAIS	48
3.1.1 Solo	48
3.1.2 Cimento	50
3.1.3 Cinza Volante	50
3.2 MÉTODOS	50
3.2.1 Amostragem do solo	52
3.2.2 Programa experimental	52
3.2.2.1 Etapa 1 – Caracterização dos materiais.....	53
3.2.2.1.1 <i>Granulometria</i>	54
3.2.2.1.2 <i>Limites de Atterberg</i>	55

3.2.2.1.3 <i>Massa específica</i>	55
3.2.2.1.4 <i>Fluorescência de raios X</i>	55
3.2.2.2 Etapa 2 – estudo do empacotamento das partículas	55
3.2.2.2.1 <i>Avaliação do empacotamento pelo software EMMA</i>	56
3.2.2.2.2 <i>Granulometria das misturas solo-cinza volante</i>	57
3.2.2.2.3 <i>Determinação do índice máximo e mínimo de vazios</i>	57
3.2.2.2.4 <i>Avaliação da permeabilidade ao ar</i>	58
3.2.2.3 Etapa 3 – Definição da umidade ótima.....	59
3.2.2.4 Etapa 4 – Moldagem dos corpos de prova	59
3.2.2.4.1 <i>Produção dos moldes</i>	60
3.2.2.4.2 <i>Produção do compactador</i>	60
3.2.2.4.3 <i>Moldagem dos corpos de prova</i>	61
3.2.2.4.4 <i>Cura dos corpos de prova</i>	62
3.2.2.5 Etapa 5 – Avaliação do comportamento.....	63
3.2.2.5.1 <i>Ensaio de durabilidade</i>	63
3.2.2.5.4 <i>Cálculo da porosidade (η)</i>	63
3.2.2.5.5 <i>Ensaio de compressão axial</i>	64
4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	66
4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	66
4.1.1 Granulometria	66
4.1.2 Limites de Atterberg	68
4.1.3 Massa específica	69
4.1.4 Fluorescência de Raios X	69
4.2 ESTUDO DO EMPACOTAMENTO DAS PARTÍCULAS	71
4.2.1 Avaliação do empacotamento pelo software EMMA	71
4.2.2 Granulometria das misturas Solo CV	73
4.2.2 Determinação do índice máximo e mínimo de vazios	76
4.2.3 Avaliação da permeabilidade ao ar	78
4.3 DEFINIÇÃO DA UMIDADE ÓTIMA	79
4.3.1 Umidade ótima	79
4.4 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO	84
4.4.1 Ensaio de durabilidade	84
4.4.2 Cálculo da porosidade (η)	86
4.4.3 Ensaio de compressão axial	87

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	99
------------------------------------	-----------

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Indicação do teor de cimento por classificação AASHTO (M 145)	44
Tabela 2 – Resistências mínimas para o solo-cimento compactado aos 7 e 28 dias para diferentes tipos de solo	47
Tabela 3 – Composição das misturas adotada neste estudo (% em massa).....	51
Tabela 4 – Energia utilizada para moldagem dos corpos de prova	61
Tabela 5 – Composição granulométrica do Solo.....	67
Tabela 6 - Diâmetros equivalentes do Solo.....	67
Tabela 7 - Diâmetros equivalentes do Cimento CP IV	67
Tabela 8 - Diâmetro equivalente da Cinza Volante	68
Tabela 9 - Massa específica real dos grãos de todos os materiais e misturas.....	69
Tabela 10 - Composição química do Solo, Cimento CP IV e CV.	70
Tabela 11 - Resumo dos dados do ensaio de Índice de Vazios Máximo	77
Tabela 12 - Resumo dos dados do ensaio de Índice de Vazios Mínimo	78
Tabela 13 - Resumo dos resultados dos ensaios de compactação.	83
Tabela 14 - Resumo dos resultados do ensaio de durabilidade.....	85
Tabela 15 - Resultado dos cálculos de porosidade (η) e porosidade por volume de cimento (η/Civ)	87

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Antiga Cidade Murada de Shibam.	21
Figura 2 - Ksar, conjunto de edificações na região sul de Marrocos.	21
Figura 3 - Vila de Milton Abbas, região sul da Inglaterra. (a) agência dos correios imagem do início do século passado; (b) agência dos correios nos dias de hoje	22
Figura 4 - Cidade de Mértola, região do Alentejo em Portugal.....	22
Figura 5 - Localização de construções em terra crua no mundo.....	23
Figura 6 - Construção com terra do período colonial. Minas Gerais	23
Figura 7 - Casa típica comunidade indígena Guarani construída pela técnica de Pau- a-pique	24
Figura 8 - Limites entre as províncias geológicas que constituem o estado do RS...25	
Figura 9 - Microscopia eletrônica de varredura (MEV) de CV, origem: Candiota	26
Figura 10 - Exemplo de mudança de vazios em função da disposição das partículas	27
Figura 11 - (a) Curva de compactação de diferentes tipos de solos ensaiados por R. R. Proctor. (b) - curvas de compactação de diferentes tipos de solos brasileiros.	29
Figura 12 – Tabela de energias de compactação	29
Figura 13 - ilustração do comportamento do solo sob efeito de compactação.....	30
Figura 14 - curvas das diversas energias normalizadas	31
Figura 15 - Equipamentos e agregados utilizados por Fuller e Thompson em 1907.33	
Figura 16 - Relação entre vazios, cimento e resistência à compressão do concreto 34	
Figura 17 - Efeito do tamanho de partículas no empacotamento.....	35
Figura 18 – (a) Faixa granulométrica ideal para construção em Taipa de Pilão; (b) Faixa granulométrica ideal para construção de blocos de terra compactada.....	40
Figura 19 – Diagrama da relação entre LL e IP indicado pelo SAI. D 0111 / 1994 para adobe e Taipa.	40
Figura 20 – Diagrama indicando o tipo de estabilizante	41
Figura 21 – Principais etapas de alguns métodos de dosagem de solo-cimento.....	43
Figura 22 – Gráfico apresentado por Larnach (1960) demonstrando a relação Volume de vazios/ Volume de cimento por resistência a compressão.....	45
Figura 23 - Representação do gráfico vazios/cimento	46

Figura 24 - Relação η/Civ por resistência a compressão, tração para variados solos, tipos de cimento e idades de cura.....	46
Figura 25 - Mapa de localização da área de estudo.....	48
Figura 26- Mapa geológico da região de coleta da amostra de solo.....	49
Figura 27- Escavação e acondicionamento da amostra de solo.....	52
Figura 28 - Fluxograma definida em 5 etapas para o programa experimental.....	53
Figura 29 – Caracterização física dos materiais utilizados.....	54
Figura 30 - Equipamento de granulometria por difração a laser e ensaio de sedimentação.....	54
Figura 31 – Estudo do empacotamento das partículas.....	56
Figura 32 - exemplo de gráfico gerado pelo EMMA.....	56
Figura 33 - Proporções solo-CV.....	57
Figura 34 - Equipamento desenvolvido para ensaio de índice de vazios máximo e mínimo.....	58
Figura 35 - Equipamento de permeabilidade ao ar.....	58
Figura 36 – Avaliação para a melhor umidade ótima a ser trabalhada.....	59
Figura 37 - Etapas do ensaio de umidade ótima.....	59
Figura 38- Dimensões do cano PVC e imagens do molde.....	60
Figura 39 – Compactador utilizado nas moldagens.....	61
Figura 40 – Moldagem, desmoldagem e corpos de prova finalizados.....	62
Figura 41 - Cura dos corpos de prova.....	62
Figura 42 - Ciclos de molhagem e secagem.....	63
Figura 43 - Ajuste do topo dos corpos de prova e ensaio de compressão axial.....	64
Figura 44 - Curva granulométrica do Solo.....	66
Figura 45 - Curva granulométrica do Cimento CP IV.....	67
Figura 46 - Curva granulométrica da CV.....	68
Figura 47 - Simulação solo + 5% CV em massa.....	71
Figura 48 - Simulação solo + 10 % CV em massa.....	71
Figura 49 - Simulação solo + 15 % CV em massa.....	71
Figura 50 - Simulação solo + 20% de CV em massa.....	72
Figura 51 - Simulação solo + 25 % de CV em massa.....	72
Figura 52 - Simulação solo + 30% de CV em massa.....	72
Figura 53 - Simulação solo +35% de CV em massa.....	72
Figura 54 – Curva granulométrica do solo <i>versus</i> curva teórica ideal do solo.....	73

Figura 55 – Curva granulométrica do Solo + 5% de CV <i>versus</i> curva teórica ideal ..	74
Figura 56 - Curva granulométrica do Solo + 10% de CV <i>versus</i> curva teórica ideal .	74
Figura 57 - Curva granulométrica do Solo + 15% de CV <i>versus</i> curva teórica ideal .	74
Figura 58 - Curva granulométrica do Solo + 20% de CV <i>versus</i> curva teórica ideal .	75
Figura 59 - Curva granulométrica do Solo + 25% de CV <i>versus</i> curva teórica ideal .	75
Figura 60 - Curva granulométrica do Solo + 30% de CV <i>versus</i> curva teórica ideal .	75
Figura 61 - Curva granulométrica do Solo + 35% de CV <i>versus</i> curva teórica ideal .	76
Figura 62 - Massa específica aparente seca e índice máximo de vazios por teor de adição de CV	77
Figura 63 - Massa específica aparente seca e índice mínimo de vazios por teor de adição de CV	78
Figura 64 – Resistência à passagem do ar por teor de adição de CV	79
Figura 65 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo sem adição de CV e sem Cimento	80
Figura 66 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo sem adição de CV e com 2% de Cimento	80
Figura 67 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo sem adição de CV e com 4% de Cimento	80
Figura 68 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo sem adição de CV e com 6% de Cimento	81
Figura 69 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo sem adição de CV e com 8% de Cimento	81
Figura 70 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo com adição de CV e sem Cimento	81
Figura 71 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo com adição de CV e com 2% de Cimento	82
Figura 72 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo com adição de CV e com 4% de Cimento	82
Figura 73 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo com adição de CV e com 6% de Cimento	82
Figura 74 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo com adição de CV e com 8% de Cimento	83
Figura 75 - Corpos de prova após ensaio de durabilidade	86

Figura 76 - Gráfico de resistência à compressão para todos os teores de cimento compactados em energia normal: (esquerda) com CV e (direita) sem CV	88
Figura 77 - Gráfico de resistência à compressão para todos os teores de cimento compactados em energia Intermediário, a esquerda com CV e a direita sem CV	88
Figura 78 - Gráfico de resistência à compressão para todos os teores de cimento compactados em energia Modificada, a esquerda com CV e a direita sem CV	89
Figura 79 - Resistência à compressão por teor de cimento compactado em energia normal, em todas as idades, com CV a esquerda e sem CV a direita	90
Figura 80 - Resistência à compressão por teor de cimento compactado em energia intermediária em todas as idades, com CV a esquerda e sem CV a direita.....	91
Figura 81- Resistência à compressão por teor de cimento compactado em energia modificada em todas as idades, com CV a esquerda e sem CV a direita	91
Figura 82 - Resistência a compressão por energia de compactação para 3 dias de cura, com CV a esquerda e sem CV a direita.	93
Figura 83 - Resistência a compressão por energia de compactação para 7 dias de cura, com CV a esquerda e sem CV a direita.	93
Figura 84 - Resistência a compressão por energia de compactação para 28 dias de cura, com CV a esquerda e sem CV a direita.	94
Figura 85 - Resistência a compressão por porosidade com 3 dias de cura	95
Figura 86 - Resistência a compressão por porosidade com 7 dias de cura	95
Figura 87 - Resistência a compressão por porosidade com 28 dias de cura	96
Figura 88 - Resistência a compressão por n/Civ nas três energias de compactação com 3 dias de idade , a esquerda com CV e a direita sem CV	97
Figura 89 - Resistência a compressão por n/Civ nas três energias de compactação com 7 dias de idade , a esquerda com CV e a direita sem CV	97
Figura 90 - Resistência a compressão por n/Civ nas três energias de compactação com 28 dias de idade , a esquerda com CV e a direita sem CV	98

1 INTRODUÇÃO

O entendimento do comportamento do solo como material de construção pode ser complexo, devido principalmente a sua alta variabilidade, o que de certa forma dificulta a criação de modelos teóricos e matemáticos que possam prever com absoluta certeza o seu desempenho em campo, mas inevitavelmente precisa-se entender as particularidades deste material, afinal, não existem obras de engenharia civil que não estejam sobre ele ou se utilizem dele como matéria-prima. Ao seu favor, tem-se o fato de que o solo é extremamente abundante e conseqüentemente barato, fazendo assim o seu uso possível, mas normalmente com a necessidade de algumas modificações para que o solo disponível atenda as exigências técnicas da obra, outra alternativa seria trocar o solo local por outro mais adequado, mas devido ao custo e a questões ambientais, esta solução é raramente adotada. (INGLES e METCALF, 1972).

O alto custo de materiais utilizados pela construção civil e fatores como danos causados ao meio ambiente, principalmente pela busca de matérias-primas, também devem ser levadas em consideração na escolha da melhor solução técnica e sempre que possível, buscar a utilização do material mais próximo e mais barato disponível. Dentre esses materiais pode-se citar resíduos industriais como a cinza volante (CV), que são produzidos em grande quantidade na região sul do país. Estes resíduos são descartados em aterros industriais e muitos deles, possuem potencial para serem reciclados e/ou reutilizados, tornando possível a redução de impactos ao meio ambiente e ainda com o bom aproveitamento de suas propriedades contribuir para obter o resultado desejado.

Uma das formas de melhorar as características do solo local para que ele atenda as especificações desejadas é alterando suas propriedades. Estas alterações podem ser feitas de forma química, física e/ou mecânica, sendo que a técnica escolhida depende do material disponível e dos parâmetros desejados.

Apesar de serem largamente utilizadas e com diversas aplicações, as técnicas de estabilização de solos como dosagens de solo-cimento ou solo-cal ainda são carentes de procedimentos de mistura mais racionais como já existem para a argamassa e concreto, por exemplo. Apesar destas aplicações citadas, também utilizam-se métodos que precisam de uma série de ensaios laboratoriais que demandam tempo e uma boa análise de resultados. A menor variabilidade dos

constituintes de suas misturas torna seus resultados mais precisos e previsões de parâmetros como resistência e durabilidade mais assertivos. Os principais fatores que devem ser levados em consideração em uma mistura de solo aglomerante são: características físicas e químicas do solo, quantidade de água, porosidade, energia de compactação, tipo de solo e quantidade de material cimentante.

Para este estudo, os três métodos de estabilização química, física e/ou mecânica, serão utilizados em conjunto para a melhoria das características mecânicas de um solo residual granítico, do distrito de Itapuã no Rio Grande do Sul, para que se obtenha o melhor desempenho em relação a resistência mecânica como material de construção de residências para uma comunidade indígena com séria deficiência habitacional, já que o local onde estão hoje assentados não disponibiliza as matérias-primas adequadas aos seus métodos construtivos tradicionais.

Devido à pouca plasticidade do solo local não foi possível a utilização do mesmo para construções de casas pelo método de pau a pique, que é a tecnologia que a tribo domina. Este trabalho foi desenvolvido no intuito de melhorar o solo local e ao mesmo tempo possibilitar que este novo material pudesse ser utilizado.

1.1 DEFINIÇÃO DO TEMA OU PROBLEMA

Tornar o solo presente no local da aldeia guarani apto para a construção de moradias utilizando a técnica de taipa de pilão.

1.2 DELIMITAÇÕES DO TRABALHO

Este trabalho se delimita ao estudo de dosagem do solo residual de granito verificado na aldeia Guarani Tekoa Pindó Mirim no distrito de Itapuã, RS, utilizando como agentes estabilizantes o cimento Portland CP IV e cinza volante (CV).

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste estudo foi desenvolver uma mistura de solo-cimento com teores ideais de solo, cimento Portland e CV que atenda as especificações de norma e com melhor custo benefício, para construção de casas para a comunidade

indígena do município de Itapuã pela técnica de taipa de pilão utilizando o solo local como principal matéria-prima.

1.3.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste estudo foram:

- a) determinar, através de ensaios laboratoriais a mistura que melhor atende os requisitos de resistência mecânica.
- b) determinar, qual a combinação de solo e CV que resulta num melhor empacotamento de partículas, proporcionando um menor índice de vazios.
- c) analisar, a relação entre energia de compactação, porosidade e resistência mecânica.

1.4 JUSTIFICATIVA

O solo local não possibilita aos membros da comunidade Indígena a construções de casas pelo método de pau a pique, que é a tecnologia que a tribo domina. O método mais próximo e de fácil entendimento definido foi o de taipa de Pilão. Desta forma, com o estudo realizado, a comunidade poderá construir suas casas utilizando o solo local sem perder a e essência da sua cultura. Foi avaliado também a possibilidade de utilização de CV, um resíduo gerado em abundância no estado do RS, contribuindo assim, de uma maneira mais geral com questões ambientais.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentada a revisão de literatura sobre a construção com terra crua e estabilização de solos, tratando do desenvolvimento de uma mistura solo, cinza volante e cimento em proporções adequadas de forma a obter um material para construção de habitações feitas de paredes monolíticas com terra crua pela técnica de taipa de pilão.

2.1 CONSTRUÇÃO COM TERRA CRUA

A utilização do solo como matéria-prima construtiva é quase tão antiga quanto a humanidade. Quando o homem desenvolveu as primeiras técnicas para se proteger em algum tipo de abrigo, o que utilizava eram os elementos da natureza que estavam a sua disposição como a rocha, a madeira e o solo. *Construção com Terra Crua* é a denominação dada para toda obra arquitetônica produzida com o uso do solo como principal material de construção. (NEVES, 2006; ABIKO, 1980). Cada povo constrói o que parece mais adequado aos seus interesses culturais e com o que se tem mais próximo, onde havia solo disponível se desenvolveram técnicas relativas a este tipo de construção. (ORTEGA, 2009).

Terra compactada é uma alternativa durável e de baixo consumo energético se comparada a materiais de construção convencionais, tais como alvenaria e madeira processada. A construção de terra compactada é principalmente utilizada nas regiões do planeta que tem baixo nível de desenvolvimento, particularmente na África e na Ásia. Apesar das recentes aplicações na Austrália e nos Estados Unidos, o desenvolvimento destas técnicas vem sendo prejudicado pela falta de informação sobre aspectos importantes do desempenho do material. (WALKER e DOBSON, 2001).

O termo “Arquitetura de terra” foi definido por Bardou (1978) como o conjunto de edifícios construídos em solo cru, ou seja, produzir com o solo tijolos ou paredes monolíticas sem nenhum tipo de sinterização. Com as inovações tecnológicas, principalmente o surgimento do cimento Portland e o concreto armado, os materiais sem nenhum tipo de beneficiamento foram caindo em desuso, dando lugar aos produtos industrializados como tijolos ou blocos, provavelmente pela velocidade de execução e menores custos, mas não por falta de qualidade ou

resistência ao tempo. A maior prova de durabilidade das construções com terra crua é a existência de construções milenares, até mesmo cidades inteiras que ainda são habitadas. (PEDRO, 2009).

Existem diversos exemplos destas edificações, uma delas é Shibam, uma cidade que começou a ser construída no século XVI, no deserto do lêmen, a antiga cidade murada tem prédios de até 13 andares, como é ilustrado na Figura 1, ou o Ksar que fica ao sul de Marrocos, conforme Figura 2. (UNESCO, 2018).

Figura 1 - Antiga Cidade Murada de Shibam.



Fonte: UNESCO (2018).

Figura 2 - Ksar, conjunto de edificações na região sul de Marrocos.

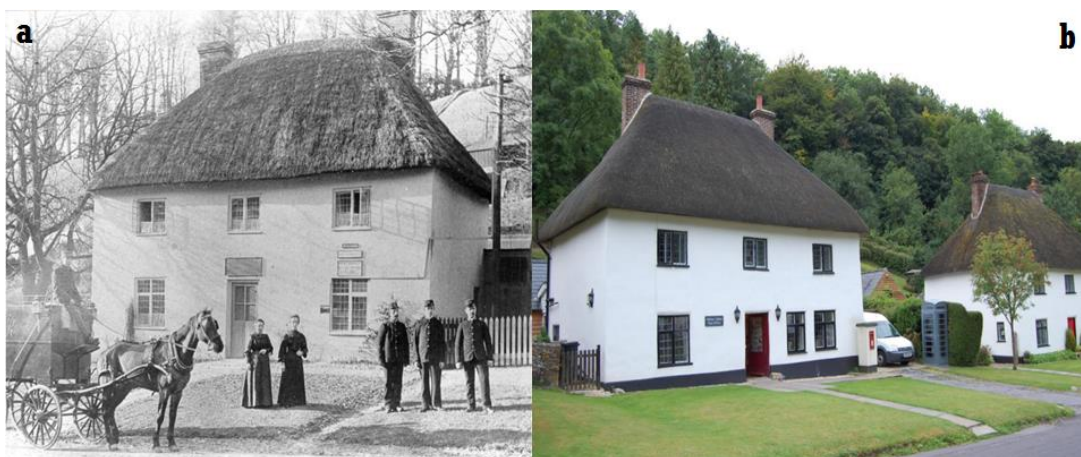


Fonte: UNESCO (2018).

Outro exemplo é a Vila de Milton Abbas no sul da Inglaterra, que começou a ser construída no início do século XVIII com fundações de pedras e paredes feitas

com uma mistura de solo local e palha. (Milton Abbas Conservation Area Appraisal, 2014). E ainda Mértola na região do Alentejo ao sul de Portugal, com suas edificações feitas basicamente em Taipa de Pilão. A Vila de Milton Abbas e a cidade de Mértola são importantes para demonstrar que a técnica de construção com terra crua, apesar das desconfianças, pode ser realizada com sucesso em locais mais frios e úmidos. Nesta cidade portuguesa vivem hoje cerca de 6.000 habitantes, e na Vila Milton Abbas cerca de 100 pessoas. Algumas casas típicas da vila inglesa e imagens de Mértola estão ilustradas nas Figura 3 e Figura 4.

Figura 3 - Vila de Milton Abbas, região sul da Inglaterra. (a) agência dos correios imagem do início do século passado; (b) agência dos correios nos dias de hoje



Fonte – Milton Abbas Conservation Area Appraisal, 2014.

Figura 4 - Cidade de Mértola, região do Alentejo em Portugal



Fonte –www.imagesofportugal.net, 2018.

Segundo Soares (2013) cerca de 3 bilhões de pessoas no mundo vivem em habitações construídas em terra crua. Na Figura 5 pode-se observar onde são as principais regiões do planeta onde estão localizados estes tipos de construções. (TORGAL e JALALI, 2010).

Figura 5 - Localização de construções em terra crua no mundo



Fonte – Adaptado de Site: <http://craterre.org> (2018).

O Brasil é um dos países com o maior patrimônio construído em terra crua de toda a América Latina que se deve principalmente ao período colonial quando existia uma forte influência portuguesa no país. (FERNANDES, 2013). Na Figura 6, é apresentada uma típica construção em taipa de pilão do período colonial em Minas Gerais. Uma variada combinação de métodos construtivos, surgiram da mistura do conhecimento dos nativos, dos colonizadores espanhóis, portugueses e dos africanos. (MORETT, 2003).

Figura 6 - Construção com terra do período colonial. Minas Gerais



Fonte – Morett (2003).

Em cada região do Brasil foram se desenvolvendo técnicas diferentes, taipa de pilão em São Paulo, Pernambuco e Bahia o adobe, em Minas Gerais, apesar de muitas edificações em taipa de pilão, a técnica que mais se difundiu foi o pau a pique. (MORETT, 2003). Principalmente em comunidades indígenas, que até hoje se utilizam desta técnica para construção de casas típicas de sua cultura, na Figura 7 pode-se ver um exemplo de uma casa típica de uma comunidade indígena Guarani. (ZANIN, 2006).

Figura 7 - Casa típica comunidade indígena Guarani construída pela técnica de Pau-a-pique



Fonte: ZANIN (2006).

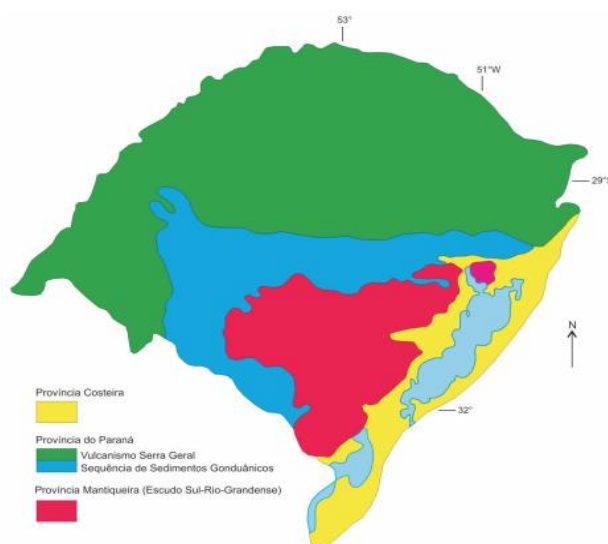
2.2 SOLO

Todo o solo existente tem como origem rochas, que se decompõem quando entram em contato com as condições atmosféricas, processo que é chamado de intemperismo. O solo pode ser principalmente residual ou sedimentar. Sendo o termo solo residual se refere a um material que se origina pelo processo de alteração e decomposição de uma rocha e esse material decomposto não é transportado, permanece no local de origem, onde logo abaixo do solo ainda será encontrada a rocha matriz. (Press *et al*, 2013).

O mapa geológico do RS ilustrado na Figura 8, mostra que o estado está dividido por uma região central, onde a maioria das rochas são cristalinas chamada de Escudo Sul-Rio-Grandense. A região chamada de Província da Mantiqueira é composta de sedimentos e rochas vulcânicas antigas e rochas metamórficas, já a Província Paraná contém formações sedimentares. Nos Campos de Cima da Serra, região da Serra Gaúcha composta principalmente rochas ígneas basálticas e, por fim,

a Planície Costeira, uma grande planície de areia considerada uma das maiores do mundo. O Rio grande do Sul tem como característica uma grande variedade de terrenos com muitas variações geomorfológicas, todos eles com clima subtropical úmido. (VIERO, 2010).

Figura 8 - Limites entre as províncias geológicas que constituem o estado do RS



Fonte: VIERO (2010).

2.3 CIMENTO

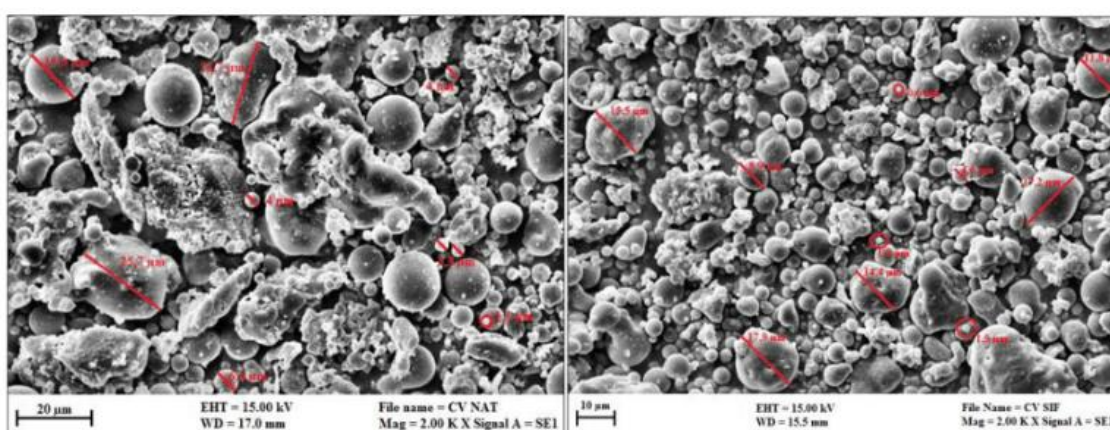
O cimento pode ser hidráulico ou não hidráulico, se o material cimentante endurece após ser hidratado, mas os produtos resultantes desta hidratação não são resistentes a ação da água, são chamados de não-hidráulicos ou aéreos. Exemplos deste tipo de aglomerante são os resultantes da calcinação do carbonato de cálcio e da gipsita. As argamassas com cal só são resistentes a ação da água se estiverem completamente carbonatadas ou se forem adicionadas à mistura algum tipo de material pozolânico, que reaja com o hidróxido de cálcio formando os silicatos de cálcio hidratados, assim ficam estáveis em contato com a água. Já os cimentos hidráulicos formam produtos resistentes a água sem a necessidade de adição de material pozolânico, como o cimento Portland em todas as suas variações. A hidratação do cimento é muito importante pois partículas de cimento anidro não tem característica aglomerante e conseqüentemente não servem como ligante para os agregados. Esses processos de hidratação acontecem em tempos diferentes em cada um dos compostos do cimento Portland, e esses tempos diferentes de reação com a

água é que determinam características como a perda de consistência e a pega. (METHA e MONTEIRO, 2014).

2.4 CINZA VOLANTE

A cinza volante (CV) é um subproduto industrial de usinas termoelétricas que utilizam carvão mineral como combustível. Durante a queima do carvão mineral cinzas são geradas em altas temperaturas que volatilizam a maior parte dos seus compostos juntamente com o carbono, o restante que normalmente é composto por argilas, feldspato e quartzo comumente chamados de impurezas minerais. Essas impurezas são fundidas na alta temperatura e resfriadas rapidamente devido ao transporte para zonas mais frias se solidificando sem que tenha dado tempo para que a maioria dos seus átomos se reorganizem ordenadamente, formando cristais bem definidos. Isso faz com que a CV seja um material particulado como observa-se na Figura 90, seus grãos são em sua maioria esféricos e compostos por aluminossilicatos amorfos, com partículas que variam de 1 a 100 microns. Essas partículas podem ser de dois tipos, as pleosferas (com outras partículas menores em seu interior) e as cenosferas (partículas ocas). Na Figura 99 está ilustrado uma imagem microscópica de uma CV. (METHA e MONTEIRO, 2014).

Figura 9 - Microscopia eletrônica de varredura (MEV) de CV, origem: Candiota



Fonte: Camacho et al. (2018).

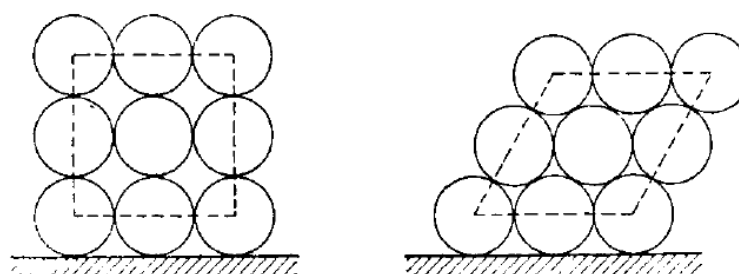
2.5 ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS

A estabilização de solos é a maneira de conseguir dar ao solo maior resistência mecânica, a desgaste ou a erosão, seja através de compactação, ajuste granulométrico, de plasticidade ou adição de materiais cimentantes. Existem diversas maneiras de melhorar as propriedades de um solo, os principais métodos são mecânicos, físicos e químicos. (INGLES e METCALF, 1972; NUNEZ, 1991; VARGAS, 1978; VILLIBOR, 1982; SOARES, 2013). Estes métodos podem ser usados combinados ou individualmente, dependendo do solo disponível, da aplicação e do resultado necessário. A opção pela utilização de alguma técnica de estabilização de solo normalmente acontece quando se faz necessária uma redução de custos ou não se tem à disposição os materiais adequados ao projeto. (INGLES e METCALF, 1972; NUNEZ, 1991). O solo estabilizado tem diversas aplicações, como base e sub-base de rodovias, como proteção para taludes em obras hídricas ou hidráulicas como barragens, em obras de edificações, melhoramento de fundações melhorando a capacidade de carga de solos, fundações profundas, caminhos de carga, reforço de aterro, contenções de escavações, encapsulamento de solos contaminados, evitar a liquefação de areias, entre outras. (USACE, 2000).

2.5.1 Estabilização mecânica

A estabilização mecânica pode acontecer sem a adição de nenhum tipo de material externo, somente aplicando ao solo uma energia, seja vibratória ou de impacto, com a intenção de aproximar o máximo possível suas partículas e diminuir seu índice de vazios, a Figura 10 mostra como uma simples mudança no arranjo de partículas de mesmo tamanho podem reduzir significativamente a porosidade de um material granular. (KEZDI, 1979; YODER, 1957; INGLES e METCALF, 1972).

Figura 10 - Exemplo de mudança de vazios em função da disposição das partículas



Fonte: adaptado de KEZDI (1979).

2.5.1.1 Compactação dos solos

A compactação de solos tem o objetivo de aproximar as partículas do solo, reduzindo seu volume de vazios, se por algum motivo um solo é transportado ou revolvido, acaba por ficar com pouca resistência, deformável e com um alto índice de vazios, mas a compactação aumenta o seu peso específico, melhorando significativamente suas características do solo, diminuindo a permeabilidade e compressibilidade e aumentando a resistência ao cisalhamento. (PROCTOR, 1933; PINTO, 2006; BATISTA, 2005).

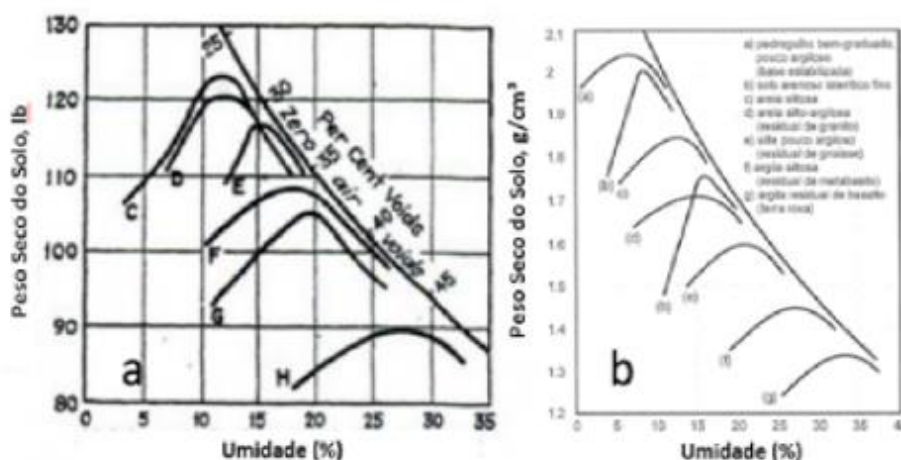
Os métodos de compactação são empregados com frequência em obras de engenharia, e a escolha do método pode variar de acordo com o local, tipo de solo e objetivo da obra. A compactação pode ser realizada por uma variedade de tipos de rolos mecânicos, ou até mesmo por soquetes manuais. (PINTO, 2006).

O primeiro registro sobre esta técnica de estabilização de solos publicada em 1933, pelo engenheiro Ralph R. Proctor, mostrando a relação entre a aplicação de uma determinada energia de compactação em uma porção solo confinado em um molde de volume conhecido, verificando que o peso específico aparente seco depende do teor de umidade. (PROCTOR, 1933; PINTO, 2006).

A variação de umidade altera o comportamento do solo, se o solo está seco o atrito elevado entre suas partículas dificulta a sua aproximação dificultando a redução dos vazios, mas conforme a umidade aumenta, a água cria uma lubrificação das partículas, facilitando a sua acomodação, aumentando seu peso específico. A partir de um teor de umidade o efeito não é mais possível, e o peso específico começa a baixar e a compactação não é mais capaz de reduzir a quantidade de vazios, claro que a energia de compactação deve ser constante, ficando assim estabelecido que para aquela energia aplicada existe uma umidade ideal onde se tem um maior peso específico seco, ou seja existe uma umidade ótima de compactação. (PROCTOR, 1933; PINTO, 2006; INGLES e METCALF, 1972; BATISTA, 2005).

Este valor de umidade ótima pode variar dependendo do tipo de solo, como pode-se verificar na Figura 11a, em gráfico publicado por Proctor em 1933 e na Figura 11b, observa-se alguns solos característicos brasileiros.

Figura 11 - (a) Curva de compactação de diferentes tipos de solos ensaiados por R. R. Proctor. (b) - curvas de compactação de diferentes tipos de solos brasileiros.



Fonte: PROCTOR (1933); PINTO (2006).

Destes testes feitos por R.R. Proctor, (1933), surgiu o ensaio que popularmente conhecemos como ensaio de Proctor, utilizado para a determinação do teor de umidade ótima, normatizado no Brasil pela NBR 7186 que sofreu sua última alteração em 2016. A norma descreve alguns métodos para realização do ensaio, mas o que ainda é mais utilizado é o conhecido como Proctor Normal. O termo normal faz referência a energia de compactação que neste caso é chamada de energia normal, sendo que existem mais duas energias normatizadas para ensaio, que são a energia Modificada e energia Intermediária. (PINTO, 2006). Segue na Figura 12 a tabela das energias de compactação e suas respectivos conversões em camadas, golpes e tipo de soquetes para a realização do ensaio.

Figura 12 – Tabela de energias de compactação

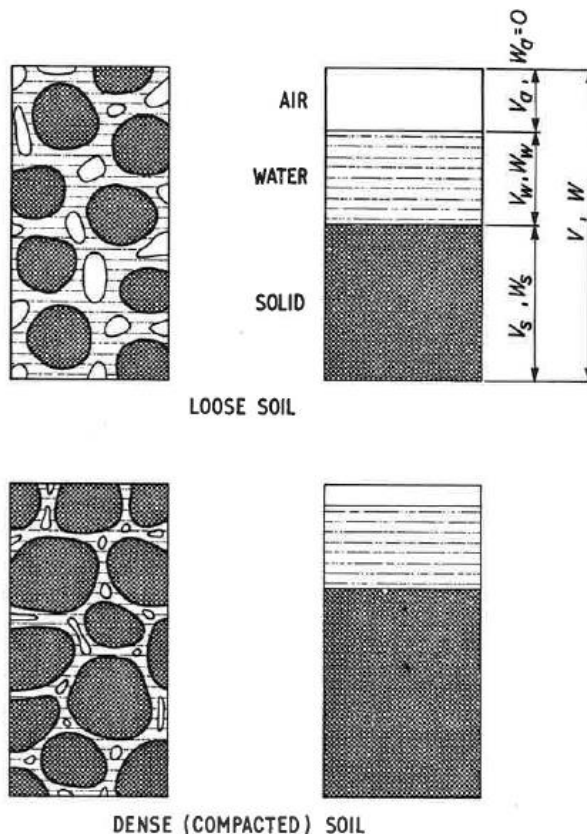
Cilindro	Característica inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
grande	Soquete	grande	grande	grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: ABNT NBR 7186/2016.

2.5.1.2 Energia de compactação

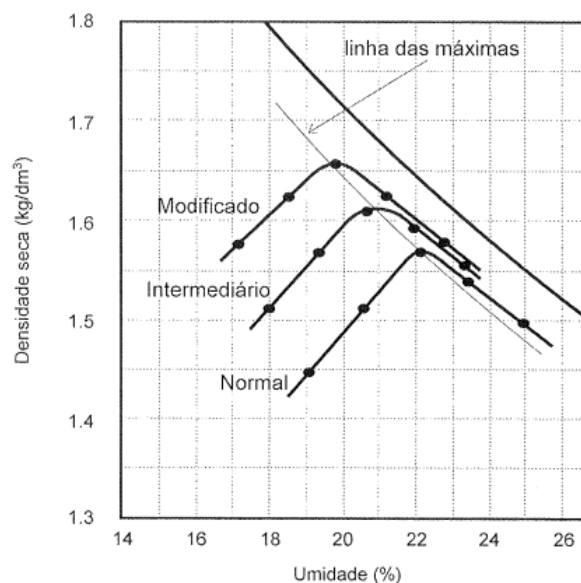
O peso específico não é uma característica do solo, ele sofre alterações dependendo da condição em que se encontra ou da energia aplicada em sua compactação. (PINTO, 2006). Com a mudança da energia aplicada, pode-se alterar o ponto de umidade ótima e a tendência é que com o aumento da energia aplicada, a umidade necessária para se atingir o ponto ótimo seja menor, quanto maior for a energia, menor índice de vazios e, conseqüentemente, um espaço menor para a água, o que desloca a curva de compactação para a esquerda. (BATISTA, 2005). Na Figura 13 verifica-se a redução dos vazios e na Figura 14, um gráfico mostrando o ensaio de compactação com as 3 energias aplicadas e o comportamento do material com aumento da umidade

Figura 13 - ilustração do comportamento do solo sob efeito de compactação



Fonte: INGLES e METCALF, (1972).

Figura 14 - curvas das diversas energias normalizadas



Fonte: PINTO (2006).

As energias de compactação do ensaio são definidas pela equação A:

Equação A:

$$E_c = \frac{P \cdot H \cdot N_g \cdot N_c}{V}$$

- E_c = Energia de compactação (J);
- P = Peso do soquete (N);
- H = Altura de queda (m);
- N_g = Numero de golpes;
- N_c = Numero de camadas.

Além da compactação dinâmica, realizada pela queda de um soquete, outros tipos de procedimentos podem ser utilizados para ensaios de laboratório, como por exemplo a compactação estática, onde se aplica uma pressão sobre o solo. (PINTO, 2006).

2.5.2 Estabilização física

Também conhecida como estabilização granulométrica, a estabilização física basicamente busca ajustar a composição granulométrica baseada em curvas teóricas que seriam consideradas mais adequadas, conhecidas popularmente como

curva granulométrica ótima. Essas curvas surgem de vários estudos, e de diversos autores, baseados em cálculos ou testes empíricos, que determinam quais as composições de frações granulométricas proporcionam o melhor empacotamento de partículas, alterando propriedades do material como porosidade, índice de vazios, peso específico, resistência mecânica entre outras. (VARGAS, 1978).

2.5.2.1 Empacotamento das partículas

O empacotamento das partículas consiste basicamente na seleção de tamanhos e quantidades de partículas mais adequados para se obter materiais mais compactos, com pouca porosidade e densidade controlada. (FENNIS, 2011; TALBOT E RICHART, 1923; FULLER e THOMPSON, 1907; FUNK e DINGER, 1994; ZHENG *et al*, 1990). Além do tamanho das partículas, outros fatores são extremamente importantes para um empacotamento adequado, como morfologia (alongadas, planas, esféricas, angulares), rugosidade superficial (abrasividade), o tipo e a energia utilizada na compactação. (LARRARD, 1999; ORTEGA, 1997; FENNIS, 2011). Estudos de empacotamento são utilizados para diversos fins e áreas da engenharia, na engenharia civil o primeiro estudo que relacionou o proporcionamento das frações granulométricas de materiais com a porosidade, densidade e resistência, foi desenvolvido inicialmente por Rene Ferét (1892). (HELENE e TERZIAN,1993; FENNIS, 2011).

Em seguida, Fuller e Thompson (1907), avaliaram a partir de ensaios empíricos qual a proporção ideal de agregados (areia e brita) para que o concreto obtivesse um maior peso específico através da redução do seu índice de vazios, comparando então estes dados com a resistência mecânica do material. Através deste estudo concluíram que com um valor fixo de cimento, mas variando as quantidades dos agregados em busca do maior peso específico, os resultados de resistência axial foram maiores nos corpos de prova com menor volume de vazios. (FULLER e THOMPSON, 1907). A Figura 15 apresenta uma imagem do laboratório com alguns equipamentos e agregados utilizados na época onde Fuller e Thompson deram início ao desenvolvimento da pesquisa.

Figura 15 - Equipamentos e agregados utilizados por Fuller e Thompson em 1907



Fonte: (FULLER e THOMPSON, 1907).

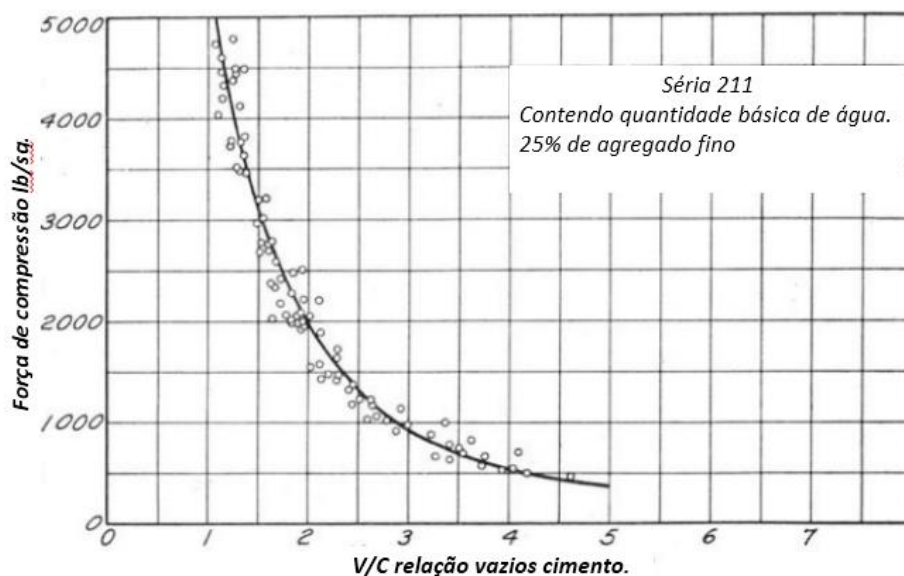
Apesar de Duff A. Abrams ter em 1919 verificado que a resistência do concreto está diretamente ligada à relação água/cimento contestando que o empacotamento seria o principal fator determinante, não deixou de ressaltar que se faz necessário uma adequada combinação das granulometrias dos agregados para tais fins, confirmando que a composição granular de uma mistura pode ser fundamental para um melhor desempenho do material final. (ABRAMS, 1919).

Já os resultados encontrados por Daminieli, (2013), que ao realizar empacotamento, em escala microscópica preenchendo os vazios com fillers bem mais finos que o cimento conseguiu atingir altas resistências a compressão, apesar de utilizar relações de água/cimento na faixa de 1, indicam que o empacotamento ideal pode ser sim o fator principal no desempenho do material.

Em 1923 Arthur N. Talbot e Frank e Richart, realizaram uma tentativa de melhorar a curva de Fuller, reforçando o papel de destaque que a porosidade tem nas propriedades do concreto relacionando os vazios e a quantidade de cimento, em uma distribuição contínua entre agregados graúdos e miúdos. (TALBOT E RICHART, 1923).

Na Figura 166 pode-se observar um gráfico dos resultados obtidos por Talbot e Richart em um dos seus testes relacionando a razão de vazios por cimento com resistência a compressão.

Figura 16 - Relação entre vazios, cimento e resistência à compressão do concreto

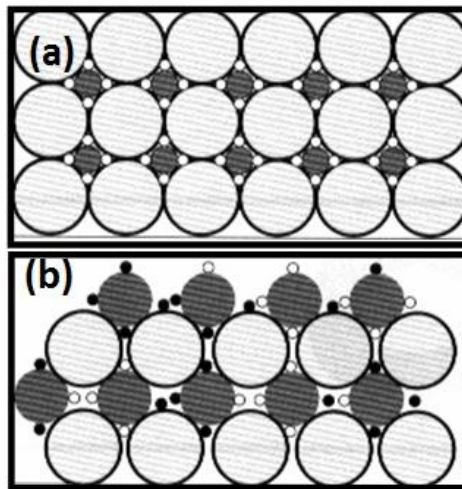


Fonte: Adaptado (TALBOT e RICHART, 1923).

Alguns pesquisadores tentaram melhorar essas curvas e diversos modelos matemáticos de distribuição de tamanho de partículas foram criados a partir das décadas de 20 e 30 até os dias atuais com o intuito de maximizar a densidade de empacotamento, porém as pesquisas de Furnas 1929 e Andreasen 1930 acabaram se tornando a base para praticamente tudo que se estudou sobre distribuições contínuas e empacotamento por tamanho de partículas. (FUNK e DINGER, 1994; FENNIS, 2011).

De acordo com a abordagem de Furnas (1929) em seu primeiro estudo, o melhor empacotamento acontece quando partículas mais finas preenchem os espaços deixados por partículas maiores, ou seja, se tivermos três tamanhos diferentes de partículas, as pequenas devem ocupar o espaço deixado pelas partículas médias e grandes, conforme Figura 177a, tornando-se mais eficiente quando há uma diferença significativa entre os diâmetros dos grãos. Este princípio só serviria para misturas com apenas dois ou três tamanhos muito específicos de partículas, na Figura 177b (PANDOLFELLI et al, 2000) é possível observar uma combinação de partículas com diferenças de tamanhos apenas entre peneiras adjacentes, ou seja, a diferença de diâmetro entre elas é pequena, criando o aumento na quantidade de vazios. (FUNK e DINGER, 1994).

Figura 17 - Efeito do tamanho de partículas no empacotamento



Fonte: (PANDOLFELLI et al, 2000)

Na prática esta combinação se torna extremamente difícil de acontecer de maneira perfeita e para resolver este problema Furnas (1930) então, baseado em seu método anterior, sugeriu construir uma distribuição na forma de uma progressão geométrica conforme equação B, considerando as partículas sempre em formato esférico e que existe um preenchimento de vazios pelas partículas menores sem causar distúrbio nas maiores.

Equação B:

$$\frac{CPFT}{100\%} = \frac{r^{\log D} - r^{\log D_s}}{r^{\log D_l} - r^{\log D_s}}$$

Onde;

→ $CPFT$ = porcentagem acumulada de partículas menores que D ;

→ D = diâmetro da partícula;

→ D_l = tamanho da maior partícula do sistema;

→ D_s = tamanho da menor partícula do sistema;

→ r = razão entre os volumes de partículas em classes de tamanhos adjacentes.

Na mesma década Andreasen (1930) no seu primeiro trabalho publicado, ao avaliar os métodos de Fuller & Thompson (1907) e Furnas (1929) para empacotamento criou um modelo que admite uma distribuição quando tem-se partículas sucessivamente menores, em que $CPFT$ tende a zero, sem que seja necessário determinar um valor mínimo, os grãos seriam de tamanhos variados, com formatos similares, onde as maiores estariam cercadas pelas menores, relacionando

a uma série de potências, testadas através de ensaios empíricos demonstrando que seu expoente (n) deveria estar entre 0,33 e 0,5 para um empacotamento adequado conforme segue a equação C:

Equação C:

$$\frac{CPFT}{100\%} = \left(\frac{D}{DL}\right)^n$$

- $CPFT$ = porcentagem acumulada de partículas menores que D ;
- D = diâmetro da partícula;
- DL = tamanho da maior partícula do sistema;
- n = módulo de distribuição.

Diante disto, Dinger e Funk (1980), entenderam que admitir a não existência de um tamanho mínimo de partículas poderia gerar erros significativos no empacotamento previsto, assim acabaram por incorporar ao modelo de Andreasen um tamanho mínimo D_s , que torna o modelo bem mais próximo de um sistema real e surgiu então, o modelo de Alfred, conforme segue a equação D. (FUNK e DINGER, 1994; FENNIS 2011).

Equação D:

$$\frac{CPFT}{100\%} = \frac{D^n - D_s^n}{DL^n - D_s^n}$$

- $CPFT$ = porcentagem acumulada de partículas menores que D ;
- D = diâmetro da partícula;
- DL = tamanho da maior partícula do sistema;
- D_s = menor diâmetro de partícula;
- n = módulo de distribuição.

Se o valor de D_s for igual a zero, a equação se transforma no modelo de Andreasen. A equação de Alfred, também conhecida como Andreasen Modificado, tem sido muito utilizada por ser considerada o método que mais se aproxima do comportamento real. Existem inclusive *softwares* desenvolvidos para cálculo de empacotamento que se utilizam destes métodos matemáticos.

Na estabilização de solos os estudos sobre empacotamento tiveram um maior desenvolvimento na área de estradas voltados a pavimentação. (VILLIBOR, 1982). Quando se quer uma estabilização física ou granulométrica no solo, pode-se

fazer alterações em sua granulometria a fim de melhorar suas características mecânicas, de forma muito parecida com o que é feito no concreto, mas em solos somente o fator de tamanho de partículas e distribuição pode não ser suficiente, já que na fração fina dos solos o tamanho não é o único fator que influencia no comportamento mecânico do mesmo. Por isso é sempre importante avaliar os solos não somente em relação a sua granulometria, mas também a sensibilidade a água principalmente da sua parcela de finos, e se necessário corrigir de forma a ajustar esse comportamento inadequado (VARGAS 1978).

2.5.3 Estabilização química

A estabilização química pode funcionar através de vários processos, visando essencialmente alterar as interações químicas do solo, seja para melhorar sua resposta com relação a água ou criar uma ligação entre as partículas, que pode ser por adesão, dissolução ou até mesmo envolvendo os grãos em uma matriz, para isso se faz uso de aglomerantes, hidráulicos ou não, normalmente cimento Portland ou cal. (KEZDI,1979; VARGAS,1978; FOPPA, 2005).

Quando o solo não atende as necessidades, e não é possível ou suficiente uma alteração física, o mais indicado é uma estabilização química adicionando ao solo algum agente externo que altere as propriedades do solo dando a ele uma resistência permanente. (ABIKO, 1980; INGLES e METCALF, 1972; FOPPA, 2005; NUNEZ, 1991). Entre esses agentes pode-se citar asfaltos betumes, silicato de sódio, sílica coloidal, cinza volante, cal e cimento Portland, entre outros. O importante é que esses produtos criem uma cimentação entre os grãos do solo, por preservação ou aumento das forças coloidais. (VARGAS, 1978; ABIKO,1980).

A escolha do melhor aditivo estabilizante está diretamente ligada a praticidade e economia, sendo os mais utilizados a cal (solo-cal) e o cimento Portland (solo-cimento), principalmente por serem produzidos em larga escala, pela facilidade de obtenção e conhecimento do uso bem difundido. (VARGAS, 1978; ABIKO,1980; SOARES, 2013; CHAN e MOKHTAR, 2012).

A estabilização com cal é considerada mais indicada para solos com **IP** (Índice de Plasticidade), maior que 10%, normalmente é utilizada em solos argilosos, pois existe uma grande possibilidade de reagir com as frações mais finas do solo. (NUNES, 2003). O solo-cal é uma mistura de solo, cal e água em quantidades

estabelecidas em ensaios laboratoriais. Ao se misturar uma determinada quantidade de cal a um solo, iniciam-se imediatamente reações químicas que alteram as propriedades geotécnicas do solo, tais como a plasticidade, a granulometria, a quantidade de finos e a capacidade de carga. O quanto estas características vão ser alteradas depende do tipo de solo a ser estabilizado, quantidade de cal da mistura, tempo e a temperatura de cura. A estabilização de solos com o uso de cal pode resultar em melhorias na textura e estrutura do solo, reduzindo a plasticidade e gerando um aumento da resistência mecânica. (CRISTELO, 2001).

Solos arenosos e siltosos, quando misturados com cal, mesmo após um longo tempo de cura podem não atingir as propriedades desejadas como aumento da resistência mecânica, por exemplo. (OLIVEIRA, 2005). A falta de partículas coloidais dificulta as reações com a cal, neste caso, o que pode ser feito quando a correção granulométrica não é possível ou a adição de cimento se torna muito cara, é realizar a adição de Cinza Volante que tem a função de compor o solo com uma fração granulométrica fina, não tão fina quanto a argila, mas com possibilidade de reagir quimicamente com a cal. (YODER, 1957; NUNES, 2003; SOARES, 2013). Entretanto, a adição de cal em solos arenosos gera um aumento na umidade ótima, na retenção de água e causa diminuição do peso específico. (RIZZO e LOLLO, 2006).

2.5.3.1 Solo-cimento

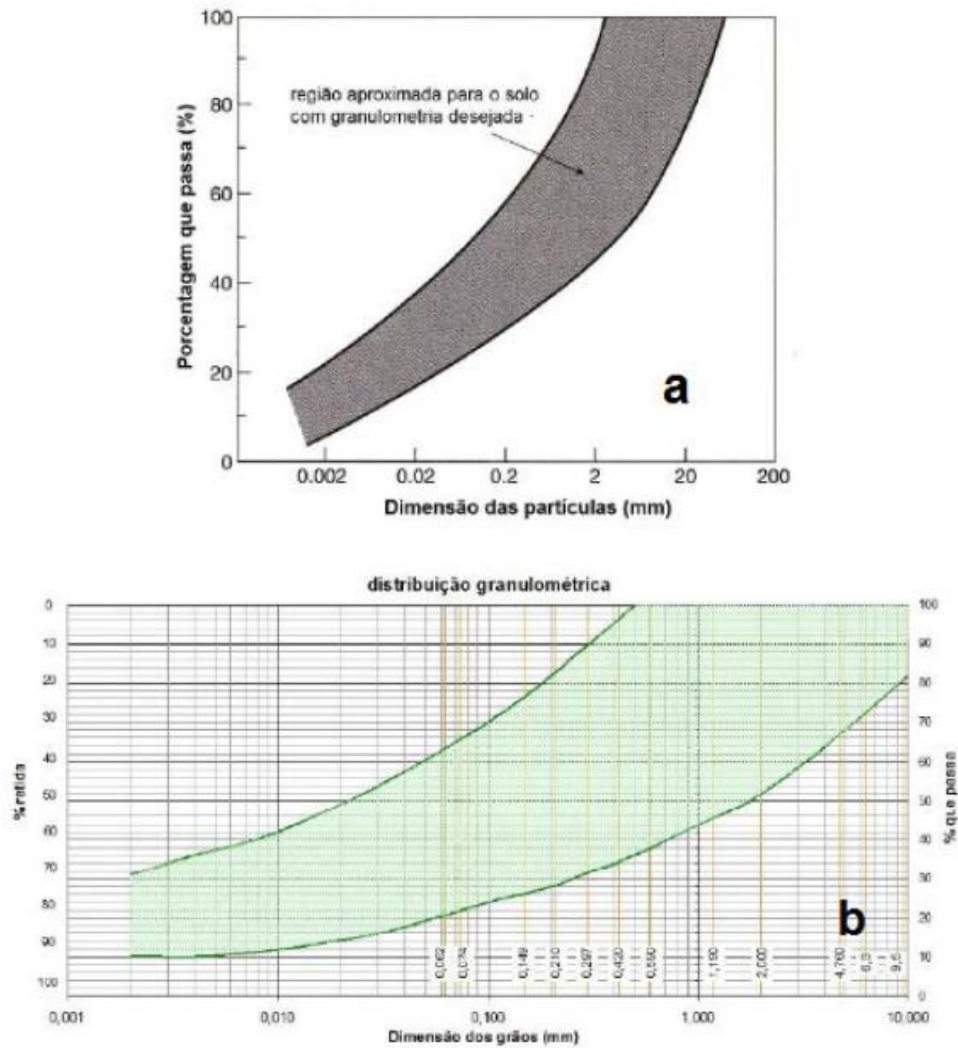
Segundo a ABCP, (2004), solo-cimento é o material que resulta de uma mistura em proporções adequadas, de solo, cimento e água compactada em umidade ótima e curada por um período determinado. O produto resultante é um material com resistência à compressão elevada, baixo índice de permeabilidade, pouca retração volumétrica e boa durabilidade. O solo é o maior constituinte da mistura para a obtenção do solo-cimento. O cimento entra em uma quantidade que varia de 5% a 10% do peso do solo, o que em geral seria suficiente para estabilizá-lo e conferir as propriedades de resistência desejadas para a mistura. A ACI (*American Concrete Institute*) define como uma mistura de solo e quantidades determinadas de cimento e água, compactado para um peso específico seco máximo. Solo-cimento pode também ser definido como um material produzido pela mistura, compactação e cura dos materiais solo agregados, aglomerante e água. (ABIKO, 1980). Além destes materiais

poderá também conter adições como pozolanas, de modo a formar um material endurecido com características adequadas a necessidade do projeto. (PCA, 2011).

Na construção residencial, o solo-cimento é normalmente utilizado de duas formas, com a construção de paredes feitas de taipa de pilão, e na fabricação de tijolos ou blocos prensados sem calcinação. (ABCP 2017). O solo-cimento tem muitas aplicações, na área da pavimentação, geralmente como base. (Consoli et al, 2009; Thompson, 1965; YONDER, 1957). Nestes casos outras técnicas de melhoramento e estabilização por eletro-osmose e térmica, podem ser usadas, mas são muito caras, e evitariam grande quantidade de empréstimo de material mais adequado, bem como a necessidade de dispor grandes volumes de solos descartados em aterros. (Consoli et al, 2009). A escolha do tipo de solo pode mudar dependendo da aplicação, obras para contenção de taludes ou para pavimentação exigem uma avaliação maior e escolhas mais restritas. (FOPPA, 2005).

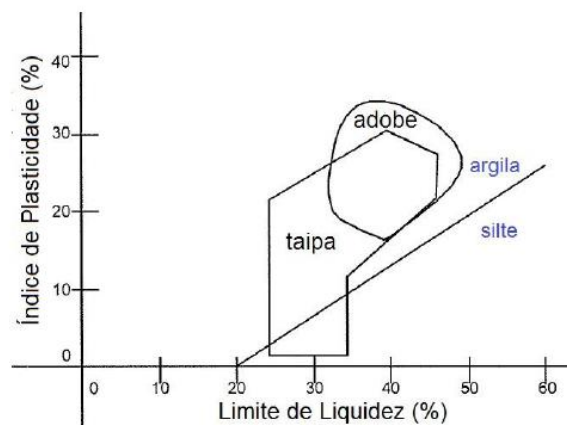
Em geral qualquer solo pode ser estabilizado com cimento, desde que tenha um percentual de matéria orgânica baixo, sendo mais indicados solos arenosos, pois normalmente são mais fáceis de misturar e obtém uma resistência final maior. (VARGAS, 1978; INGLES e METCALF, 1972). Segundo Felt, (1955) as propriedades adquiridas na mistura de solo-cimento dependem significativamente do tipo de solo que está sendo utilizado. Em solos, granulares, com baixo teor de argila, a cimentação acontece pelos produtos da hidratação e hidrólise do cimento, que fazem a fixação entre os grãos nos pontos de contato. Caso a granulometria do solo seja mais variada o efeito é maior, pois gera-se uma grande quantidade de contatos. (NUNEZ, 1991; LEON, 2018). A Figura 18 (a) e (b) mostra um estudo de Walker et al, (2005), demonstrado em trabalho de Pinto (2016), que indica uma faixa granulométrica de solos adequados para a técnica de Taipa de Pilão, uma faixa de distribuição granulométrica indicada pela norma espanhola UNE 41410 / 2008, que seria ideal para produção de blocos de solo compactado, e na Figura 19 um diagrama da relação entre LL (Limite de Liquidez) e IP (índice de Plasticidade) indicado pelo regulamento Suíço SAI.

Figura 18 – (a) Faixa granulométrica ideal para construção em Taipa de Pilão; (b) Faixa granulométrica ideal para construção de blocos de terra compactada



Fonte: Pinto, (2016) apud Walker *et al.* (2005)

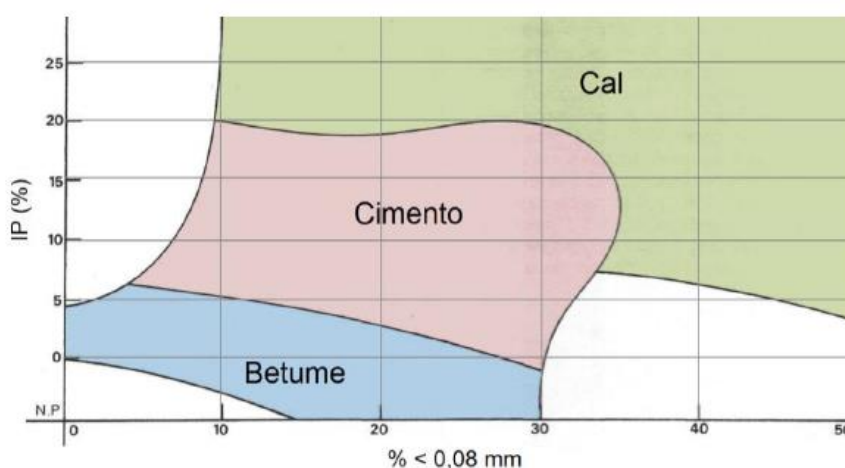
Figura 19 – Diagrama da relação entre LL e IP indicado pelo SAI. D 0111 / 1994 para adobe e Taipa.



Fonte: Pinto (2016) apud SIA. D 0111.

Para que as escolhas tanto do tipo de solo, quantidade de cimento, água, energia de compactação, possíveis adições minerais e tempo de cura adequados, façam com que o solo atinja as propriedades pretendidas em termos de resistência e durabilidade, uma série de testes devem ser realizados. (Consoli N., et al, 2009; FOOPA, 2005;). Como demonstrado na Figura 20, um diagrama produzido por Houben e Guillaud (1995), adaptado por Pinto (2016), foi realizado para a escolha do melhor estabilizante baseado no tamanho de partículas e no IP (índice de plasticidade). Estas tentativas acontecem devido ao fato da mistura solo-cimento ter um comportamento complexo principalmente pela variabilidade da matéria-prima, existem diversas normas, boletins, indicativos técnicos e diversos trabalhos acadêmicos desenvolvendo métodos mais racionais para a estabilização de solo-cimento. (Consoli N., et al, 2009).

Figura 20 – Diagrama indicando o tipo de estabilizante



Fonte: Pinto (2016) apud Houben e Guillaud (1995).

2.5.3.2 Métodos de dosagem para solo-cimento

Ao longo do tempo vários métodos de dosagem foram desenvolvidos com o objetivo de estabelecer uma quantidade ideal de cimento a ser adicionada ao solo para que ele atinja a resistência e durabilidade desejadas na sua aplicação. (INGLES e METCALF, 1972; Consoli N., et al, 2009; FOPPA, 2005).

Segundo Ceratti e Casanova (1988), em 1944 surgiram através da ASTM D558 - 44 (*American Society Testing Materials*), as primeiras recomendações técnicas relacionadas ao solo-cimento, fortemente direcionada a área de pavimentos.

Atualmente para este fim tem-se a ASTM - D 3282 – 93, (revisada em 2015), que basicamente indica um teor de cimento entre 5% e 10 % de acordo com a classificação granulométrica pela AASHTO (M 145). (ASTM, 2015).

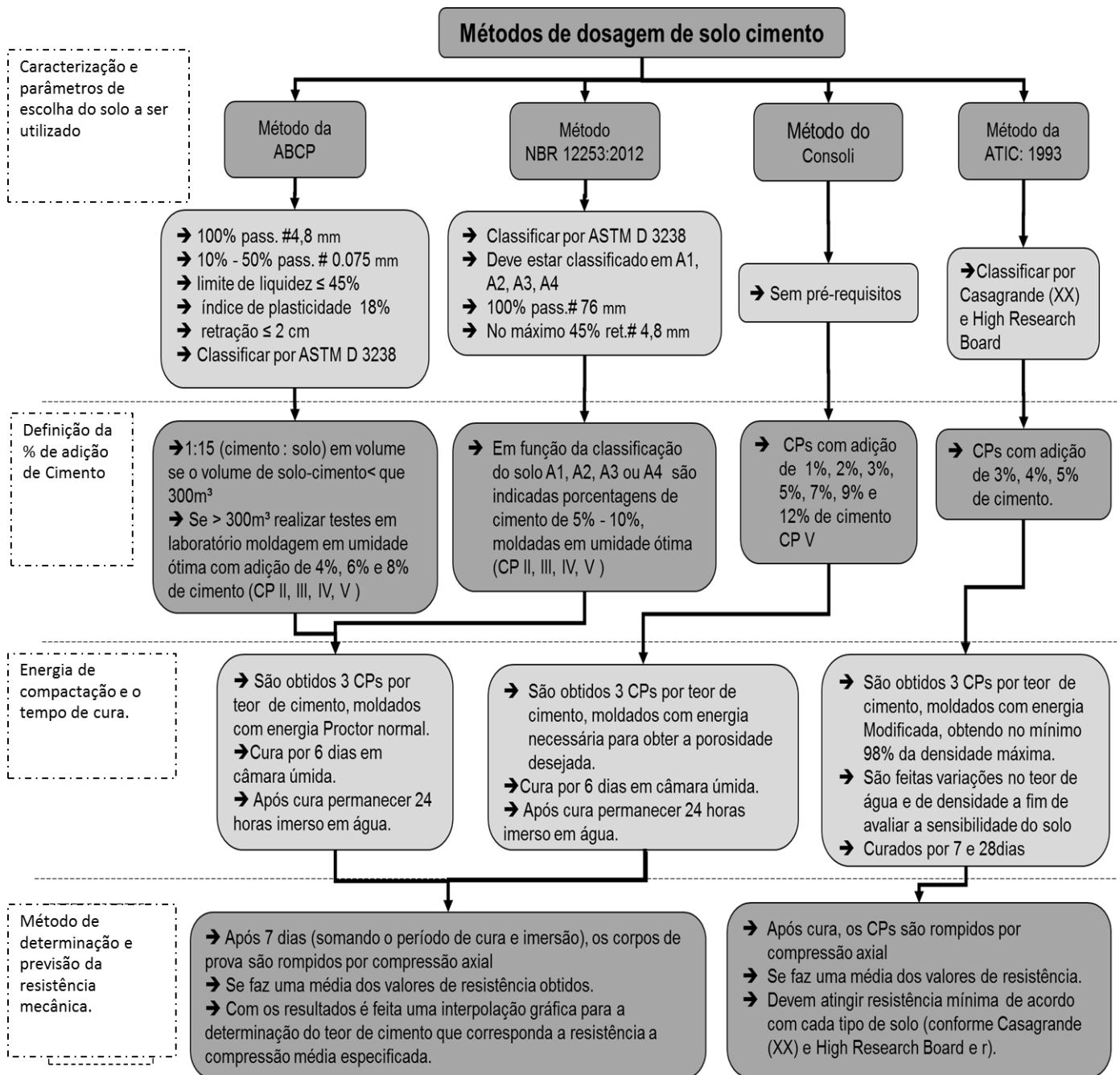
A NBR 12253 (ABNT,2012) usa basicamente os mesmos parâmetros da ASTM - D 3282/2004, já a ABCP usa os mesmos métodos em conjunto com alguns ensaios da PCA (*Portland Cement Association*) como base para seus boletins técnicos.

No Brasil o principal método utilizado para dosagem do solo-cimento é a NBR 12253 (ABNT,2012), além deste temos um boletim técnico da ABCP, (1998), com indicações e parâmetros para construção de paredes monolíticas de solo-cimento com uma versão mais atualizada e completa, em um estudo técnico de 2004 ET-35, entre essas considerações está uma metodologia para a adição ideal de cimento a mistura em função de características do solo.

Além destes uma grande quantidade de publicações estudando o comportamento de solos, principalmente solos arenosos, foi realizada por pesquisadores como: Consoli *et al.* (2000, 2007, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2017), FOPPA, (2005), VITALI, (2008), DALLA ROSA, (2008), PINTO, (2016), MARQUES, (2016), LEON, (2018), entre outros, que tentam se utilizar de outros parâmetros além do teor de adição do cimento e características do solo para determinação das quantidades adequadas de cimento a serem adicionadas à mistura e consideram também, a porosidade como fator determinante, muito parecido com o que já é feito a muitos anos com o concreto e com técnicas de dosagem da ATIC (Associação Técnica da Indústria de Cimento) 1993 em Portugal.

Apesar de não fazer uma relação direta entre resistência/porosidade como Consoli et al. (2007), as técnicas de dosagem levam em consideração as variações de peso específico seco máximo e variações de umidade em suas especificações. A Figura 21 apresenta um fluxograma contendo um compilado das metodologias comentadas.

Figura 21 – Principais etapas de alguns métodos de dosagem de solo-cimento.



Fonte: Autor (2018).

Como pode-se observar os métodos da ET-35 (ABCP, 2004) e da NBR 12253 (ABNT, 2012) são muito semelhantes, os quais se diferenciam principalmente na escolha do tipo de solo, que no caso da ABCP (2004) usa parâmetros além da granulometria como LL (Limite de Liquidez) e retração, por exemplo. Outro fator importante a considerar é que para a NBR 12253 (ABNT, 2012) por se tratar mais especificamente de camadas de pavimento, resistência mínima admitida ao fim dos 7

dias de 2,1 MPa, ambas relacionam a sua classificação granulométrica com o teor de cimento a ser adicionado, conforme Tabela 1.

Tabela 1 – Indicação do teor de cimento por classificação AASHTO (M 145)

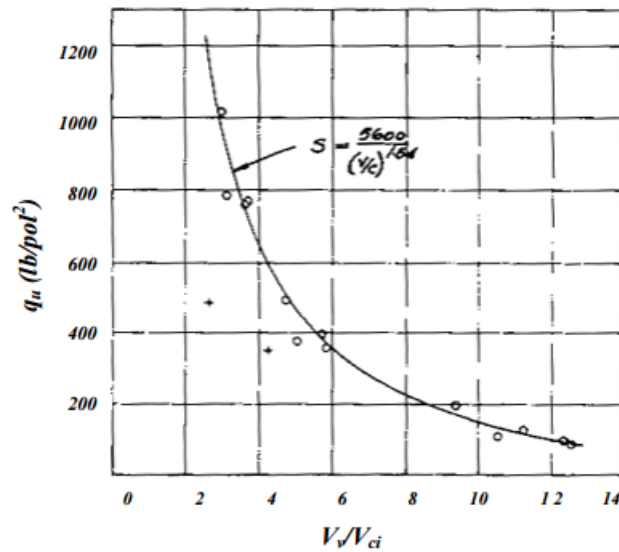
Classificação do solo segundo a AASHTO (M 145)	Teor de cimento em massa (%)
A1-a	5
A1-b	6
A2	7
A3	9
A4	10
A5	10
A6	12
A7	13

Fonte: ABCP -Dosagem das misturas de solo-cimento ET-35, (2004).

Já a ABCP (2004) em seu boletim técnico sobre construção de paredes monolíticas com solo-cimento compactado (ET-35), indica realizar o estudo de dosagem conforme NBR 13553 (ABNT, 2012), que tem como parâmetro mínimo apresentar, aos 7 dias, 1,0 MPa, que segundo o boletim, é suficiente para uma parede estrutural de uma residência térrea. Finalmente quando são obtidos os valores de resistência axial, devem ser relacionados em um gráfico com os teores de adição, desta forma utilizá-los para realização de uma interpolação gráfica afim de determinar o mínimo teor de cimento para atingir a resistência desejada.

O método de Consoli (2007), apesar de aparentemente ser muito simplificado em relação a escolha do tipo de solo, a quantidade de variações de teores de cimento a serem moldadas é bem relevante, sendo na maioria das vezes algo em torno de 6 variações, o que comparando aos métodos citados anteriormente, praticamente duplicam o trabalho e a quantidade de materiais envolvidos na produção de corpos de prova. Percebe-se que os fatores mais importantes deste método são a relação entre porosidade (η) e quantidade de cimento (%). A Figura 22 apresenta um exemplo de gráfico obtido por Larnach (1960), que já considerava estes parâmetros determinantes para resistência à compressão em dosagens de solo-cimento. (FOPPA, 2005).

Figura 22 – Gráfico apresentado por Larnach (1960) demonstrando a relação Volume de vazios/ Volume de cimento por resistência a compressão.



Fonte: LARNACH (1960) apud FOPPA, (2005).

A relação vazios/cimento por resistência à compressão é obtida após se obter a umidade ótima em pelo menos duas energias diferentes. Com apenas uma umidade de compactação que atenda as duas energias, define-se as porcentagens de cimento que obtenha pelo menos 5 valores diferentes de relação vazios/cimento, são rompidos a compressão simples os corpos de prova nas idades pré-determinadas, assim se obtém o gráfico de resistência a compressão por porosidade/volume absoluto de cimento (η/Civ). (FOPPA, 2005). A equação E mostra como obter o índice (η/Civ), e na

Figura 23 uma representação feita por Foppa (2005) do gráfico obtido pelo método.

Equação E:

$$\frac{Vv}{Vci} = \frac{\frac{Vv}{Vtotal}}{\frac{Vci}{Vtotal}} = \frac{\eta}{Civ}$$

Onde;

→ Vv = volume absoluto de vazios – ar + água;

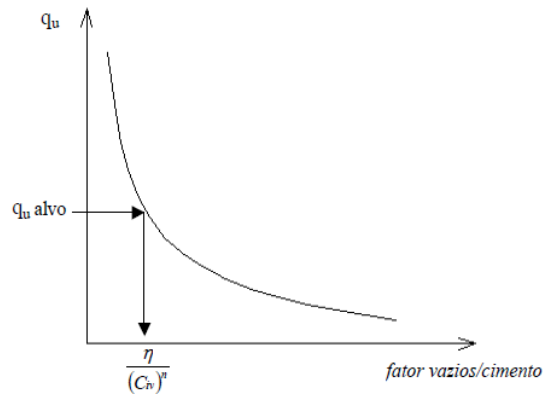
→ Vci = Volume absoluto de cimento;

→ $Vtotal$ = volume total do corpo de prova;

→ η = Porosidade;

→ Civ = teor volumétrico de cimento.

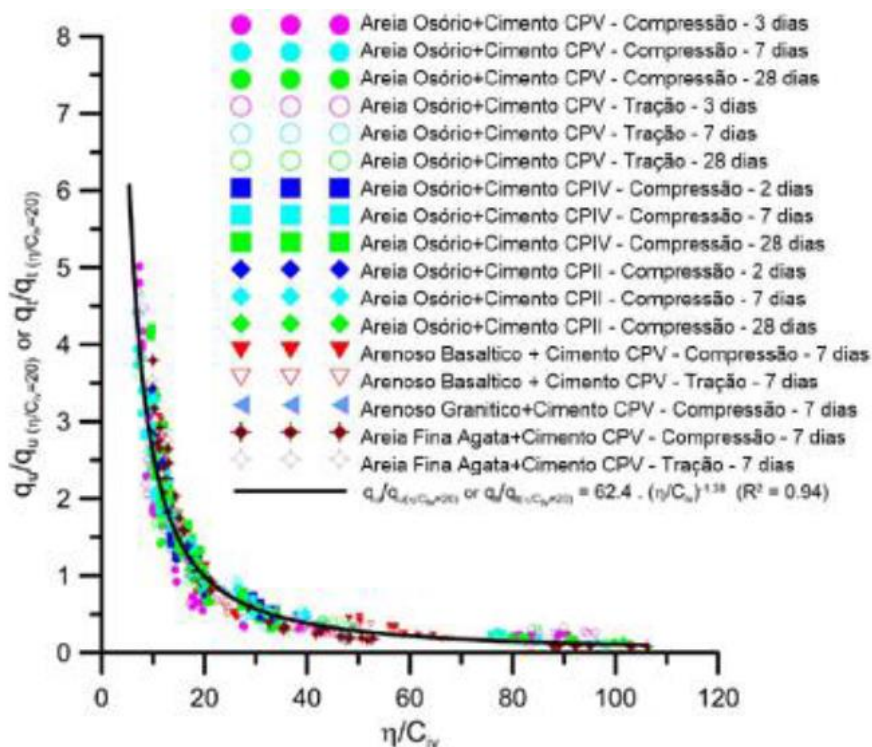
Figura 23 - Representação do gráfico vazios/cimento



Fonte: FOPPA (2005).

Diversos trabalhos já foram realizados aperfeiçoando e validando o método como: Consoli *et al.* (2007, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2017), Cruz, (2010) Vitali, (2008), Dalla Rosa, (2008), Vitali, (2008), Rios *et al.*, (2012), Sachetti, (2014), Pinto, (2016), Ibeiro, (2016), Marques, (2016), Leon, (2018). A Figura 24 demonstra um gráfico de Leon, (2018) com uma série de dosagens com variados tipos de cimento e solos.

Figura 24 - Relação η/C_{iv} por resistência a compressão, tração para variados solos, tipos de cimento e idades de cura.



Fonte: Leon (2018).

A ATIC (1993) especifica que a dosagem de cimento é a quantidade mínima de cimento que satisfaça às condições de resistência e durabilidade. A resistência do solo-cimento é definida pela resistência à compressão axial de corpos de prova com 7 dias de idade. A norma indica ensaiar diferentes teores de cimento e energias de compactação, sempre em umidade ótima. A ATIC (1993) apresenta uma relação de resistência à compressão mínima que o solo-cimento deverá ter aos 7 e 28 dias para duas diferentes classificações de solo conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Resistências mínimas para o solo-cimento compactado aos 7 e 28 dias para diferentes tipos de solo

Classificação dos solos segundo: Casagrande(a) e High Research Board(b)	Resistência à compressão uniaxial (RCU) (MPa)	
	Aos 7 dias	Aos 28 dias
a) GW, GC, GP, GF, SW, SC, SP, SF b) A-1, A-2, A-3	2,1 a 4,2	2,8 a 7,0
a) ML, CL b) A-4, A-5	1,75 a 3,5	2,1 a 6,3
a) MH, CH a) A-6, A-7	1,4 a 2,8	1,75 a 4,2

Fonte: ATIC (1993).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

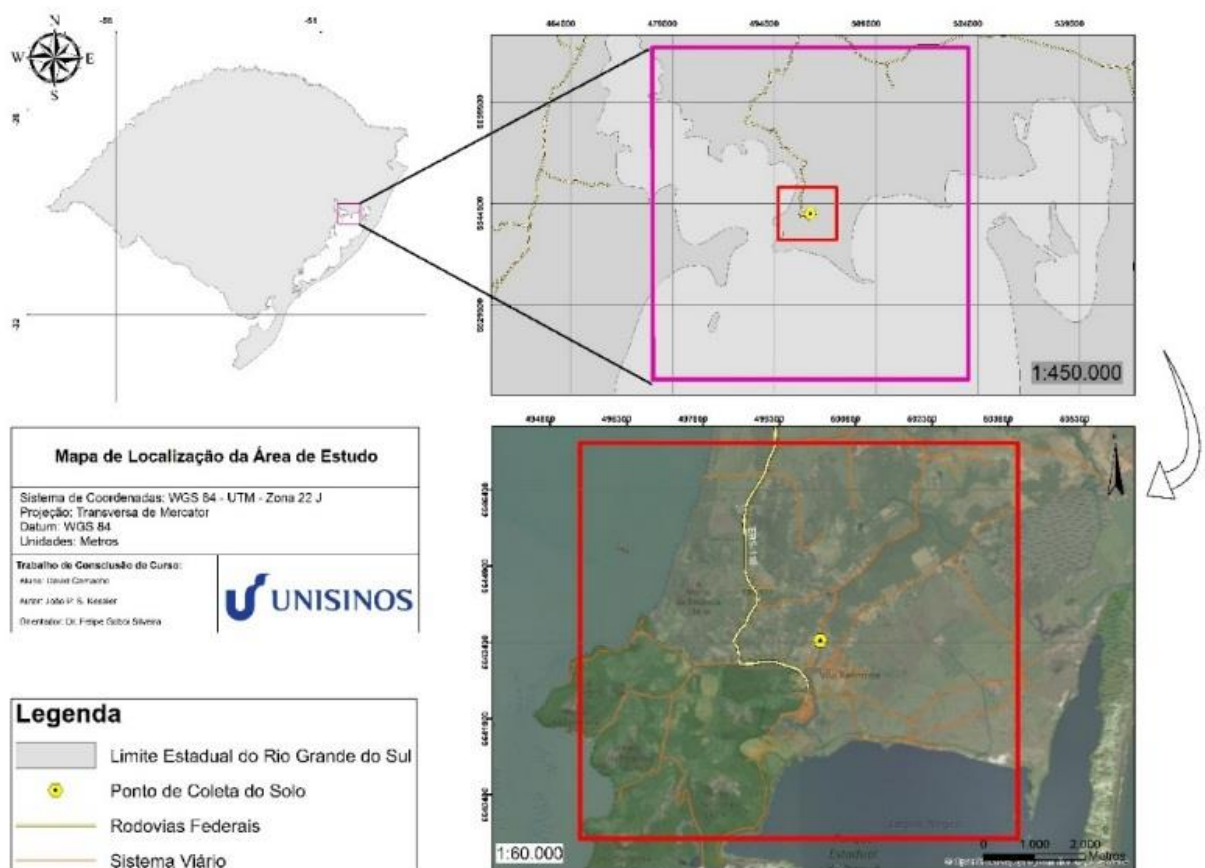
Neste capítulo estão apresentados os materiais e os procedimentos experimentais que foram utilizados para o desenvolvimento deste trabalho.

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Solo

O solo utilizado neste trabalho foi retirado de uma reserva indígena no município de Itapuã, RS. Na Figura 25 está apresentado o mapa de localização da área de estudo.

Figura 25 - Mapa de localização da área de estudo



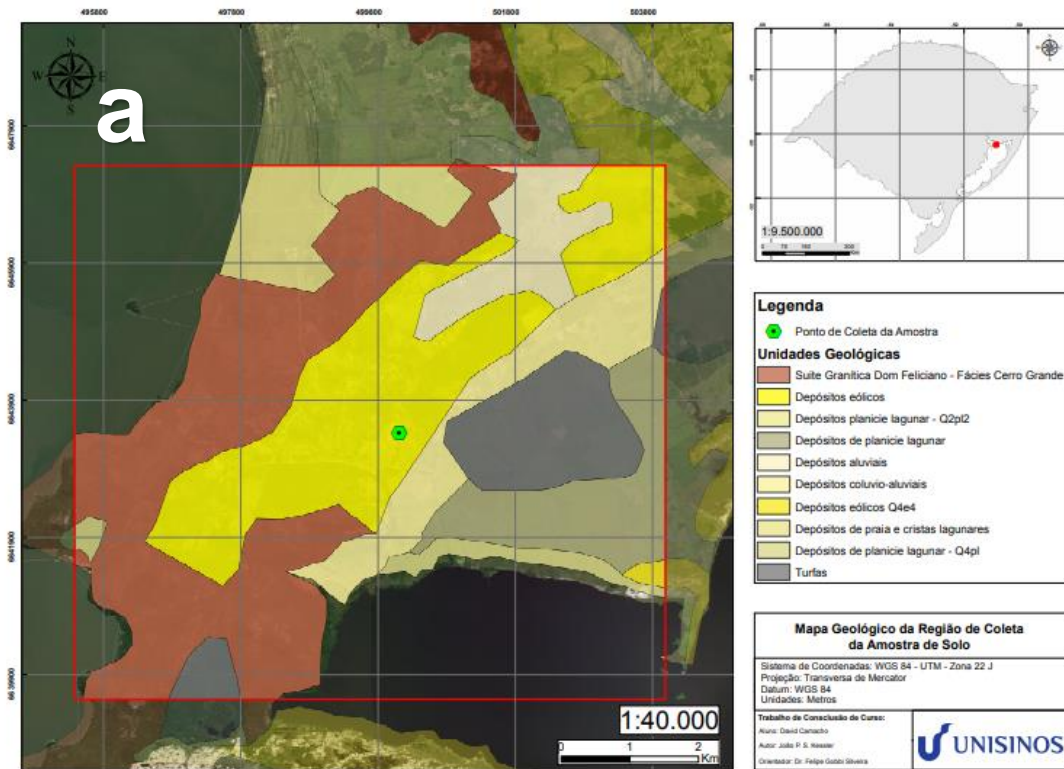
Fonte: Autor (2018).

Conforme

Figura 26a, pode-se verificar o mapa geológico que indica o solo local como sendo de origem eólica, porém, conforme o mapa de relevo apresentado na

Figura 26b, pode-se observar que o ponto de retirada da amostra fica em local de nível mais elevado, o que indica que neste ponto, o terreno consiste em um topo de morro, este, formado por rocha granítica o que induz à conclusão de que o solo provavelmente se trata de um solo residual de granito.

Figura 26- Mapa geológico da região de coleta da amostra de solo



Fonte: Autor (2018).

3.1.2 Cimento

O cimento Portland utilizado foi o CP IV da marca Votorantim (lote Fev/2018 L067 153612) em um total de 50kg que foi devidamente armazenado no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS). A escolha deste tipo de cimento foi devido a sua fácil disponibilidade e por se tratar do cimento mais comumente utilizado na região sul do país.

3.1.3 Cinza Volante

A Cinza Volante (CV) utilizada foi disponibilizada pela empresa Concresul SA que tem sua sede na cidade de Novo Hamburgo, RS. Segundo responsável técnico da empresa, a cinza volante tem origem da usina termoelétrica de Candiota, localizada no município de Candiota, RS.

Foram retirados do local cerca de 100 kg do material, transportados até a UNISINOS, em São Leopoldo, e devidamente armazenados no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS).

Cabe ressaltar que a caracterização dos materiais utilizados é apresentada no capítulo 4 de modo conjunto para facilitar a compreensão dos resultados.

3.2 MÉTODOS

Neste trabalho foi estudado o comportamento quanto a resistência axial e durabilidade de 10 diferentes misturas de solo, cimento e cinza volante, moldados em 3 energias de compactação. A definição do percentual de cinza volante a ser utilizado foi realizada através de um estudo de empacotamento das partículas, determinação de índice máximo e mínimo de vazios, permeabilidade ao ar e fez uso do *software* ELKEN, chamado EMMA. O *software* é muito utilizado para cálculo de empacotamento de cerâmicas de precisão e tem como método de cálculo os modelos de Alfred (1994), considera em seus cálculos que as partículas são esféricas e não consideram atrito entre si. Se fez uma tentativa de validar o resultado do *software* através da verificação das curvas granulométricas das misturas, pelo ensaio de granulometria por sedimentação.

Os percentuais de cimento foram definidos de forma a abranger os teores indicados para o tipo de solo em todos os métodos de dosagem para solo-cimento, avaliados anteriormente e definidos em adição em massa de cimento, em relação ao solo de 0%, 2%, 4%, 6% e 8%. A Tabela 3 apresenta a composição das misturas adotada, bem como o teor de CV utilizado para cada mistura e a energia de compactação utilizada.

Tabela 3 – Composição das misturas adotada neste estudo (% em massa).

Tipo de traço	Cimento (%)	Cinza volante (%)	Energia de compactação	
T1	0	Sem Cinza Volante	ENERGIA MODIFICADA	
T2	2			
T3	4			
T4	6			
T5	8			
T6	0		ENERGIA INTERMEDIÁRIA	
T7	2			
T8	4			
T9	6			
T10	8			
T11	0		Com 20% de Cinza Volante	ENERGIA NORMAL
T12	2			
T13	4			
T14	6			
T15	8			
T16	0	ENERGIA MODIFICADA		
T17	2			
T18	4			
T19	6			
T20	8			
T21	0	ENERGIA INTERMEDIÁRIA		
T22	2			
T23	4			
T24	6			
T25	8			
T26	0	ENERGIA NORMAL		
T27	2			
T28	4			
T29	6			
T30	8			

Fonte: Autor (2018).

3.2.1 Amostragem do solo

O ponto de retirada da amostra de solo foi escolhido por indicação da comunidade local que informou aquela região do terreno como região futura para a construção das casas. O primeiro passo foi a limpeza do terreno com a retirada de uma camada com aproximadamente 50 cm de solo para garantir a eliminação da matéria orgânica, logo após foi feita uma cava rasa de aproximadamente 1,5 m x 1,5 m de abertura e 1m de profundidade. Retirou-se aproximadamente 1 m³ de material que foi acondicionado em 6 tonéis plásticos de 100 L cada, transportados até a UNISINOS, em São Leopoldo. Todo o procedimento de amostragem seguiu orientações conforme NBR 9604. (ABNT, 2016). Na Figura 27 pode-se observar o início e fim do processo de escavação onde o solo está acondicionado nos tonéis, prontos para o transporte.

Logo após transporte o material foi seco em estufa a 60°C por 24 horas, destorroado, passado em peneira n° 4 (4,8 mm) e no repartidor de amostras, para garantir sua total homogeneização, e novamente armazenado em tonéis plásticos até sua utilização nas etapas do programa experimental.

Figura 27- Escavação e acondicionamento da amostra de solo.



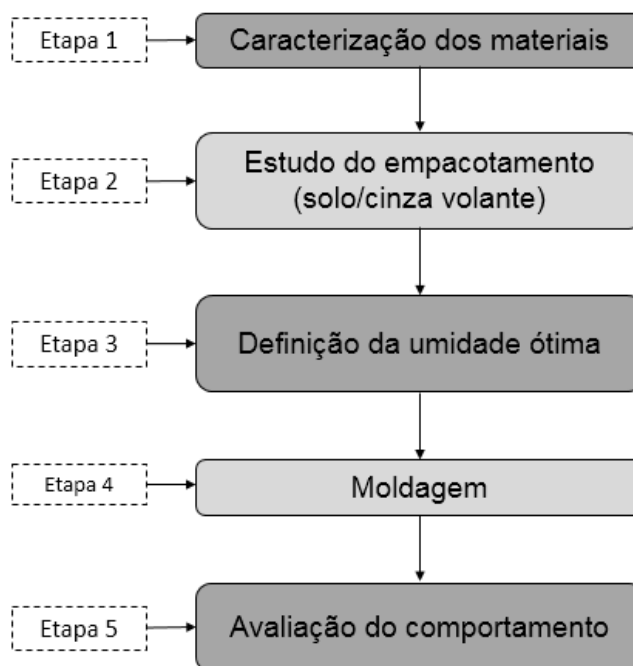
Fonte – Autor (2017).

3.2.2 Programa experimental

O programa experimental foi dividido em 5 etapas. Na etapa 1 realizou-se a caracterização dos materiais. Na etapa 2 realizou-se o estudo do empacotamento das partículas entre o solo e a cinza volante. Na etapa 3 definiu-se a umidade ótima para

todas as misturas nas 3 energias (modificada, intermediária e normal). Na etapa 4 moldou-se os corpos de prova e, finalmente na etapa 5, avaliou-se o comportamento do material quanto as propriedades mecânicas. O fluxograma na Figura 28 resume todas as etapas realizadas e estão detalhadas nos subcapítulos seguintes.

Figura 28 - Fluxograma definida em 5 etapas para o programa experimental

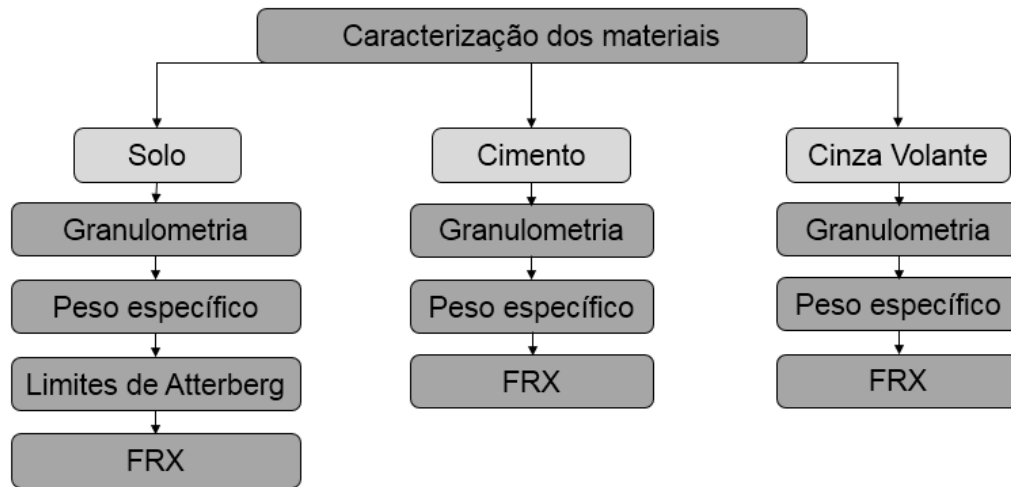


Fonte: Autor (2018).

3.2.2.1 Etapa 1 – Caracterização dos materiais

Conforme fluxograma representado na Figura 29 estão apresentadas as técnicas adotadas para a caracterização de cada um dos materiais: solo, cimento e cinza volante. Em todos os materiais foram realizadas as técnicas de granulometria, peso específico, composição química por fluorescência de raios X e o limite de Atterberg, nesta técnica apenas para o solo. As técnicas estão detalhadas nos subcapítulos.

Figura 29 – Caracterização física dos materiais utilizados



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.1.1 Granulometria

A granulometria do cimento foi realizada por granulometria por difração a *laser*, pois o método por sedimentação não é indicado em função de se utilizar água para o ensaio e de necessitar que o material permaneça por 24 horas nesta condição. O equipamento utilizado para o ensaio foi o Microtrac, modelo S3500 localizado no LCVMat (Laboratório de Caracterização de Materiais) da UNISINOS. Na Figura 30 estão apresentadas imagens do equipamento de granulometria por difração a *laser*, e ensaio de sedimentação nos materiais utilizados neste estudo. Para o solo e a CV o método de ensaio utilizado foi de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2016).

Figura 30 - Equipamento de granulometria por difração a laser e ensaio de sedimentação



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.1.2 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg, determinação do limite de liquidez e de plasticidade foram obtidos seguindo orientação das normas NBR 6459, NBR 7180, respectivamente. (ABNT, 2016). Estes ensaios foram realizados para o material solo.

3.2.2.1.3 Massa específica

A massa específica real dos grãos de todos os materiais, inclusive de todas as misturas de Solo/CV foi realizada por picnometria a gás hélio pelo equipamento marca *Micromeritics*, modelo *AccuPyc II 1340*, localizado no LCVMat da UNISINOS.

A massa específica natural do solo foi obtida seguindo NBR 9813, determinação da massa específica aparente *in situ*, com emprego de cilindro de cravação. (ABNT, 2016).

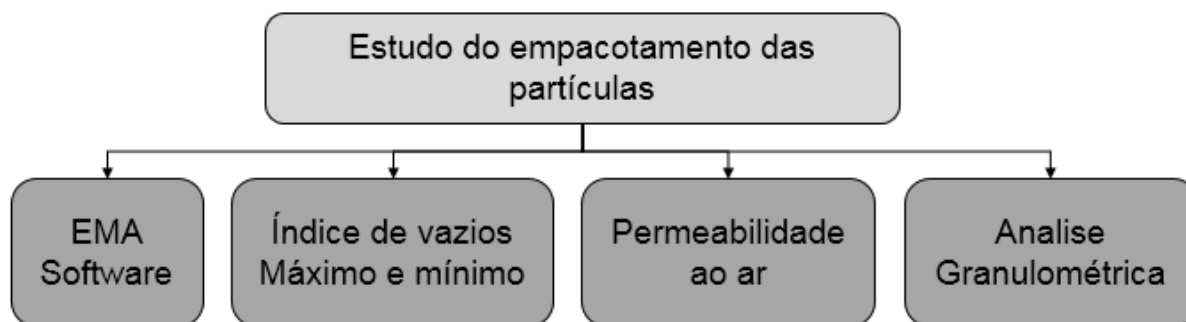
3.2.2.1.4 Fluorescência de raios X

Com o intuito de caracterizar quimicamente os materiais utilizados, determinou-se a composição química por Fluorescência de Raios X. A técnica foi realizada pelo equipamento marca Shimadzu, modelo EDX 720, no LCVMat da UNISINOS. Utilizou-se padrões de referência certificados para a quantificação da composição química.

3.2.2.2 Etapa 2 – estudo do empacotamento das partículas

Conforme fluxograma da Figura 31 – Estudo do empacotamento das partículas, estão apresentadas as técnicas adotadas para a definição das proporções de solo e CV para o melhor empacotamento e, conseqüentemente, a redução do índice de vazios. Foram definidas variações de 0%, 5%, 10%, 15%, 20%, 30% e 35% de cinza-volante, todas por adição em massa em relação ao solo.

Figura 31 – Estudo do empacotamento das partículas



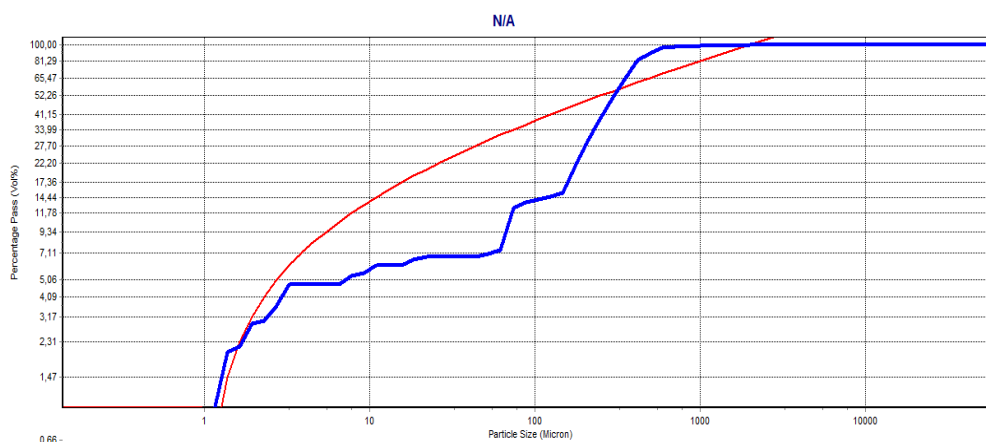
Fonte: Autor (2018).

3.2.2.2.1 Avaliação do empacotamento pelo software EMMA

Para a escolha das proporções ideais de cada constituinte foi utilizado o método de cálculo conhecido por Andreasen modificado, com coeficiente $q = 0,37$. Segundo Ortega et al. (1997) simulações computacionais mostraram este como sendo o valor de “q” com a maior densidade de empacotamento, diâmetro máximo em 2000 microns e diâmetro mínimo em 1 micron. Os cálculos foram realizados com auxílio do software EMMA *mix analyzer*, disponibilizado gratuitamente pela empresa ELKEN. Na Figura 32 pode-se verificar um modelo como exemplo de gráfico obtido pelo software, onde a curva em vermelho representa o ideal proporcionamento entre as partículas e a curva em azul é a curva granulométrica real.

O objetivo principal em questão foi, a partir de uma mistura entre materiais particulados, ajustar por tentativa e erro a proporção entre eles que mais aproxime a curva real (azul) da curva ideal (vermelha).

Figura 32 - exemplo de gráfico gerado pelo EMMA

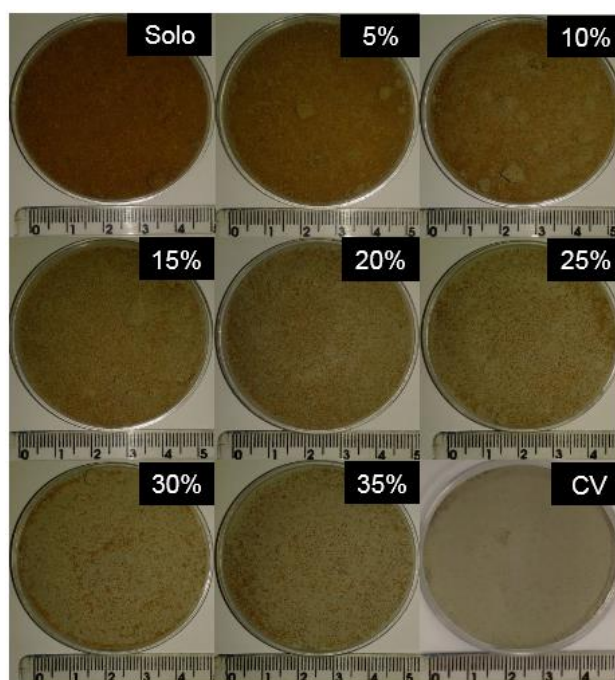


Fonte: Autor (2018).

3.2.2.2.2 Granulometria das misturas solo-cinza volante

Para verificar a eficiência do *software* EMMA no cálculo das curvas teóricas de granulometria, foram realizadas as granulometrias por sedimentação de todas as misturas solo/CV, todas feitas em duplicata e adaptadas da norma NBR 7181. (ABNT, 2016). Na Figura 33 estão apresentadas imagens de todas as misturas.

Figura 33 - Proporções solo-CV



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.2.3 Determinação do índice máximo e mínimo de vazios

Determinou-se o índice de vazios máximo de solos não coesivos adaptado da norma NBR 12004, está cancelada e sem substituição, mas com procedimento ainda considerado adequado para determinação do parâmetro. (ABNT, 1990). As adaptações feitas foram em relação ao uso do cilindro Proctor como recipiente de volume conhecido e ao peso de compactação produzido com peso indicado na NBR, porém com dimensões diferentes. Os métodos utilizados tanto para calibração do recipiente como para execução do ensaio foi o método A. Para a obtenção do índice de vazios mínimo utilizou-se outra norma também cancelada NBR 12051. (ABNT, 1991). Na Figura 34 estão apresentados os equipamentos e acessórios utilizados para a realização destes experimentos.

Figura 34 - Equipamento desenvolvido para ensaio de índice de vazios máximo e mínimo.



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.2.4 Avaliação da permeabilidade ao ar

Para a confirmação da redução do índice de vazios em função das adições de CV foi realizado uma análise de permeabilidade ao ar conforme recomendação CEMP 080:2003 que corresponde a NBR 12634. (ABNT, 1992). O ensaio foi realizado com permeâmetro com domo de água para determinar a permeabilidade de corpos de prova de areias verdes, equipamento marca SOLOTEST, localizado no laboratório de fundição da UNISINOS. A Figura 35 apresenta uma imagem do equipamento utilizado.

Figura 35 - Equipamento de permeabilidade ao ar

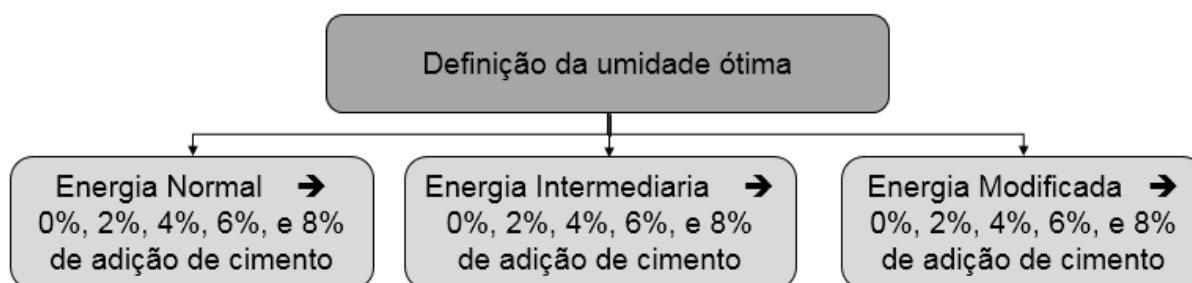


Fonte: Autor (2018).

3.2.2.3 Etapa 3 – Definição da umidade ótima

Para a determinação da umidade de moldagem adequada de todas as misturas foram realizados ensaios de compactação para todos os teores de cimento, com e sem adição de CV, totalizando 30 ensaios, conforme NBR 7182 (ABNT, 2016) e NBR 12023. (ABNT, 2012). Destes 30 ensaios, 10 ensaios para cada energia (normal, intermediária e modificada). (ABNT, 2016). Todos os ensaios foram realizados pelo método com reaproveitamento de amostra previamente seca. A Figura 36 ilustra o fluxograma com o resumo dos ensaios realizados e a Figura 37 apresenta as etapas do ensaio sendo executado.

Figura 36 – Avaliação para a melhor umidade ótima a ser trabalhada



Fonte: Autor (2018).

Figura 37 - Etapas do ensaio de umidade ótima



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.4 Etapa 4 – Moldagem dos corpos de prova

Após a definição das umidades ótimas e do teor ideal de CV, os corpos de prova foram moldados em moldes de PVC produzidos pelo autor com dimensões de 15 cm de altura por 5 cm de diâmetro, fechados com abraçadeiras metálicas em seus terços médios. Para que os corpos de prova fossem compactados, foi necessária uma

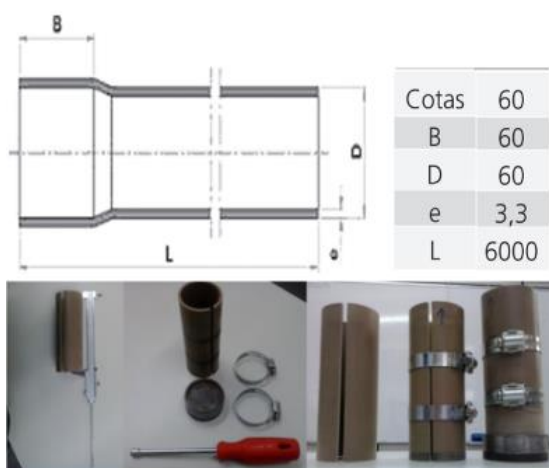
alteração no compactador padrão com a confecção de uma nova ponteira com 2 mm a menos de diâmetro e com marcações de 2,5 cm para controle de altura do CP.

3.2.2.4.1 Produção dos moldes

Para a redução da quantidade de material utilizado, diminuição no número de golpes e da prensa disponível para ensaios, foram feitos corpos de prova de tamanhos reduzidos de 5 x 10 cm. Em função disto, se fez necessário a produção de moldes que permitissem a moldagem nestas dimensões e que apresentassem altura suficiente para o encaixe correto do cilindro do compactador.

Os moldes foram feitos em cano de PVC 60 mm com diâmetro interno de 53,4 mm, da marca Tigre, cortados com 15 cm de comprimento. Na lateral do molde foi realizada uma abertura de aproximadamente 3,4 mm, para que quando fechado, atingisse 50 mm de diâmetro interno. Para o fechamento lateral foram utilizadas duas abraçadeiras metálicas de 2,5 polegadas, uma em cada terço médio do molde. Na Figura 38 estão ilustrados os moldes finalizados e as dimensões do tubo de PVC utilizado.

Figura 38- Dimensões do cano PVC e imagens do molde



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.4.2 Produção do compactador

Em função do diâmetro dos moldes, a ponteira original do compactador convencionalmente utilizado não entraria no molde, então foi necessário realizar a produção de uma ponteira nova para o compactador com uma redução de aproximadamente 2 mm no seu diâmetro. Para facilitar o controle da altura do corpo

de prova foram feitas algumas ranhuras a cada 2,5 cm. A Figura 39 apresenta as imagens do compactador utilizado.

Figura 39 – Compactador utilizado nas moldagens.



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.4.3 Moldagem dos corpos de prova

Devido a alteração de volume dos corpos de prova realizou-se uma correção no número de golpes necessários para cada energia de acordo com a equação A mencionada no item 2.5.1.2. A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta os valores obtidos para a moldagem dos corpos de prova utilizados para o cálculo da energia de compactação aplicada. Para todas as energias o número de golpes foi arredondado para cima a fim de facilitar a moldagem e evitar números de golpes parciais, o que obrigaria a ajustar alturas diferentes ao compactador. A

Figura 40 ilustra imagem dos processos de moldagem, desmoldagem e os corpos de provas finalizados.

Tabela 4 – Energia utilizada para moldagem dos corpos de prova

Cilindro (MOLDE)	Soquete	ENERGIA		
		NORMAL	INTERMEDIÁRIA	MODIFICADA
PROCTOR	SOQUETE	PEQUENO	GRANDE	GRANDE
	Nº DE CAMADAS	3	3	5
	Nº DE GOLPES	26	21	27
MOLDE 5x10 cm	SOQUETE	GRANDE	GRANDE	GRANDE
	Nº DE CAMADAS	4	4	4
	Nº DE GOLPES	2	4	7

Fonte: Autor (2018).

Figura 40 – Moldagem, desmoldagem e corpos de prova finalizados



Fonte: Autor (2018).

Somente foram aceitos como aptos a realização dos ensaios, os corpos de prova que estivessem dentro das seguintes tolerâncias:

- a) dimensões: $5,1 \pm 0,1$ cm de diâmetro.
- b) peso específico aparente seco (γ_d): grau de compactação de 85% a 95% em relação aos valores obtidos no ensaio de compactação.
- c) teor de umidade (w): valor definido como meta $\pm 0,5$ pontos %, medidos no momento da moldagem.

3.2.2.4.4 Cura dos corpos de prova

Todos os corpos de prova foram empacotados individualmente e colocados em caixa plástica com tampa. A caixa foi acondicionada em sala de cura climatizada a $23 \pm 2^\circ\text{C}$. A Figura 41 apresenta os corpos de prova ensacados, acondicionados dentro da caixa e mantidos em sala de cura.

Figura 41 - Cura dos corpos de prova.



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.5 Etapa 5 – Avaliação do comportamento

3.2.2.5.1 Ensaio de durabilidade

Para avaliar o comportamento dos 30 traços foram feitos ensaios de compressão axial em prensa marca EMIC, modelo 2000. Ciclos de molhagem e secagem para avaliação de % perda de massa e % de variação volumétrica foram realizados e adaptados de acordo com a norma NBR 13554. (ABNT, 2016) A adaptação realizada foi alterada a quantidade de ciclos de 6 para 5 em função do cronograma estipulado. Conforme Figura 42 estão apresentados os ciclos de molhagem e secagem.

Figura 42 - Ciclos de molhagem e secagem



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.5.4 Cálculo da porosidade (η)

Para determinar a porosidade (η) dos corpos de prova escolheu-se a determinação por cálculo conforme segue a equação F.

Equação F:

$$\eta = \frac{e}{1 + e}$$

Onde:

→ η = Porosidade

→ e = Índice de vazios

O valor da porosidade depende do índice de vazios, que neste trabalho foi obtido através da equação G.

Equação G:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

Onde:

→ e = Índice de vazios

→ γ_d = Peso específico aparente seco

→ γ_s = Peso específico real dos grãos

3.2.2.5.5 Ensaio de compressão axial

Para a realização do ensaio de compressão axial todos os corpos de prova foram medidos, pesados e tiveram suas faces lixadas e avaliadas quanto ao nível para regularização de forma a evitar grandes variações de resultados. Além disso, a prensa utilizada conta com prato rotulado para evitar a concentração de tensão. A

Figura 43 apresenta imagens do ajuste do topo dos corpos de prova realizado, bem como o ensaio de compressão axial propriamente dito.

Figura 43 - Ajuste do topo dos corpos de prova e ensaio de compressão axial



Fonte: Autor (2018).

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo estão apresentados e discutidos os resultados conforme as etapas da metodologia proposta. Segue a apresentação e discussão dos resultados referente a caracterização dos materiais utilizados, solo, cimento e CV, bem como o estudo de empacotamento. E, por fim, apresenta-se os dados obtidos no ensaio de durabilidade e resistência à compressão.

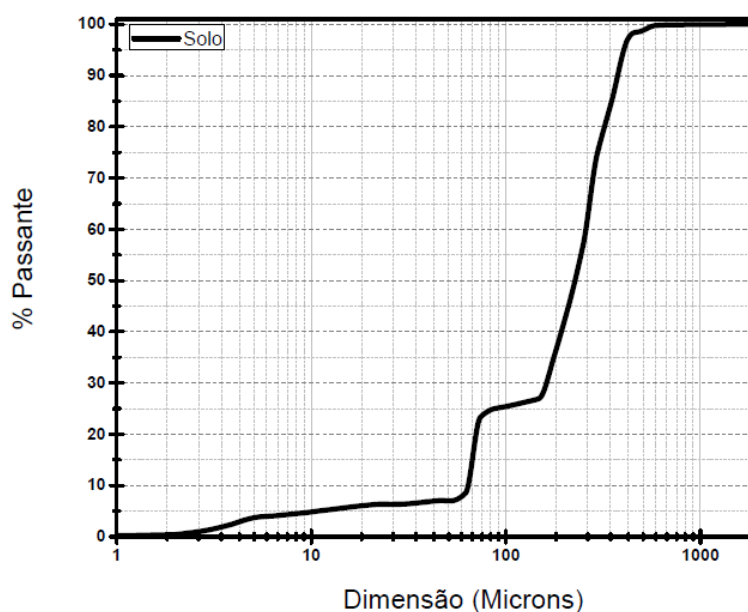
4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste subcapítulo estão apresentados e discutidos os resultados referentes à caracterização física, química dos materiais envolvidos, através dos ensaios de granulometria, massa específica real e aparente dos grãos, limites de Atterberg e composição química por Fluorescência de Raios X (FRX).

4.1.1 Granulometria

A Figura 44 apresenta a curva granulométrica do solo. Na Tabela 5 estão apresentadas as frações granulométricas do solo, em percentual, demonstrando que o solo é composto em sua grande maioria por frações de areia. (PINTO, 2006).

Figura 44 - Curva granulométrica do Solo



Fonte: Autor (2018).

Tabela 5 – Composição granulométrica do Solo

Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
0,40	6,60	93	0

Fonte: Autor (2018)

A Tabela 6 apresenta o diâmetro efetivo (D_{10}), D_{30} e o D_{50} e D_{60} . O coeficiente de não uniformidade encontrado, 4,1 e o coeficiente de curvatura, em 1,63, confirmam coeficientes normalmente encontrados em solos arenosos. (PINTO, 2016). Segundo classificação ASTM D 3282 o solo é do grupo **A-2**, indicando que o solo faz parte do grupo de materiais granulares. (ASTM, 2015).

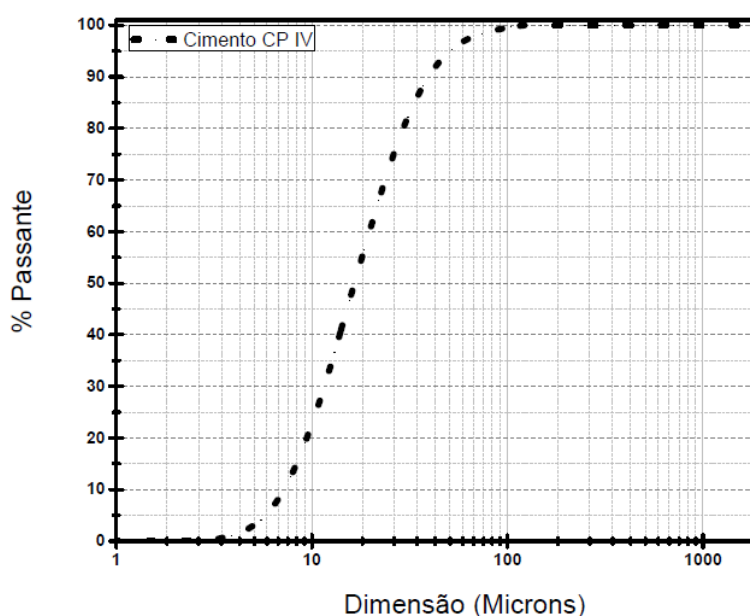
Tabela 6 - Diâmetros equivalentes do Solo

D_{10} (μm)	D_{30} (μm)	D_{50} (μm)	D_{60} (μm)
64	165	226,60	261

Fonte: Autor (2018)

A Figura 45 apresenta a curva granulométrica do cimento CP IV utilizado e a Tabela 7 apresenta seus respectivos diâmetros equivalentes.

Figura 45 - Curva granulométrica do Cimento CP IV



Fonte: Autor (2018).

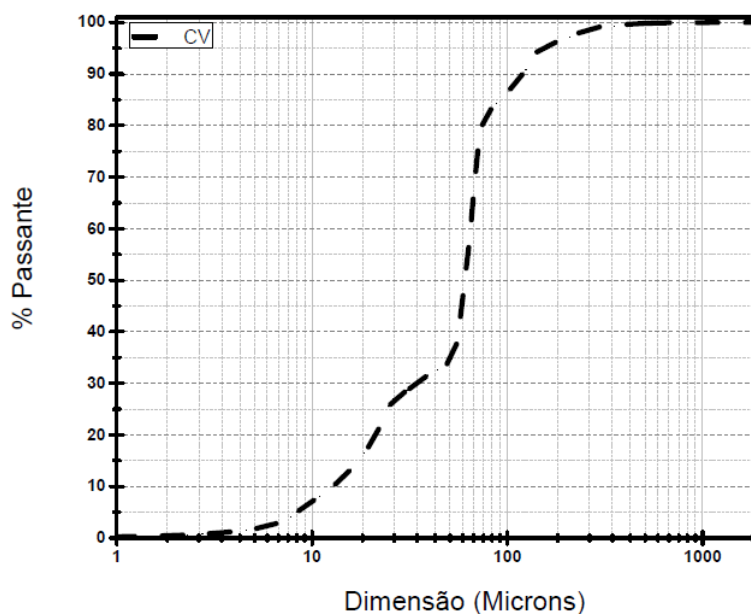
Tabela 7 - Diâmetros equivalentes do Cimento CP IV

D_{10} (μm)	D_{50} (μm)	D_{90} (μm)	$D_{\text{médio}}$ (μm)
7,21	16,55	39,55	19,23

Fonte: Autor (2018).

A Figura 46 apresenta a curva granulométrica da CV utilizada, e a Tabela 8 apresenta seus respectivos diâmetros equivalentes.

Figura 46 - Curva granulométrica da CV.



Fonte: Autor (2018).

Tabela 8 - Diâmetro equivalente da Cinza Volante

D ₁₀ (μm)	D ₅₀ (μm)	D ₉₀ (μm)	D _{médio} (μm)
12,42	52,15	147,7	63,41

Fonte: Autor (2018).

4.1.2 Limites de Atterberg

O solo não apresentou limite de Liquidez (LL), segundo NBR 6459 (ABNT, 2016) deve ser considerado como **NL**. O mesmo ocorreu com o limite de plasticidade (LP), segundo NBR 7180 (ABNT, 2016), o solo é considerado não plástico **NP**.

Completando a classificação pela ASTM D 3282, que em função da granulometria se enquadró no grupo **A-2**, com o resultado dos limites de Atterberg, logo, o solo classifica-se no grupo **A-2-4**, considerado como materiais satisfatórios para uso em pavimentos ou, em casos específicos, se for necessário, a utilização de pequenas adições de ligantes para que passe a ser satisfatório. (ASTM, 2015).

Para a classificação no sistema unificado, o solo se enquadra no grupo **SW**, conforme Tabela 2 a ATIC (1993) recomenda neste caso, adicionar ao solo uma quantidade de cimento que aos 7 dias atinja entre 2,1 e 4,2 MPa, e aos 28 dias, atinja

entre 2,8 e 7 MPa, podendo variar não só a quantidade de cimento, mas também a energia de compactação, mas não faz referência a quanto deveria ser adicionado.

A ABNT tanto na NBR 12253 (ABNT, 2012) quanto a NBR 13553 (ABNT, 2012), somente leva em consideração a classificação AASHTO (M 145), indicando um percentual de cimento que deve servir como base para os ensaios, conforme Tabela 1 o percentual de adição de cimento indicado para o solo utilizado neste trabalho é de 7%.

4.1.3 Massa específica

Na Tabela 9 observa-se os resultados de massa específica real dos grãos de todos os materiais envolvidos neste trabalho e os valores das misturas de solo+ CV em todos os percentuais analisados.

Tabela 9 - Massa específica real dos grãos de todos os materiais e misturas

Material	M.E. (g/cm³)
Solo	2,6187
Cimento CP IV	2,6567
Cinza Volante (CV)	2,0256
Solo + 5% CV	2,5792
Solo+ 10% CV	2,5460
Solo+ 15% CV	2,5206
Solo+ 20% CV	2,4919
Solo+ 25% CV	2,4810
Solo+ 30% CV	2,4546
Solo+ 35% CV	2,4239

Fonte: Autor (2018).

4.1.4 Fluorescência de Raios X

Na Tabela 10 estão apresentados os resultados de composição química quantitativa de fluorescência de raios X das amostras de solo, cimento e CV, todos na forma de seus óxidos mais estáveis. Na última linha da Tabela 10, o item descrito como L.O.I, significa o percentual de matéria orgânica, ensaio realizado conforme recomendação técnica CEMP 120 (ABIFA, 2015).

Tabela 10 - Composição química do Solo, Cimento CP IV e CV.

Óxidos mais estáveis	Amostras		
	Solo	Cimento CP IV	Cinza Volante (CV)
Al ₂ O ₃	6,39%	10,33%	21,60%
CaO	0,14%	30,11%	1,06%
Fe ₂ O ₃	1,19%	3,98%	7,73%
K ₂ O	-	1,25%	1,77%
MgO	-	3,08%	1,32%
Na ₂ O	0,45%	0,49%	1,78%
SiO ₂	82,82%	23,46%	66,62%
SO ₃	0,03%	1,07%	0,17%
TiO ₂	0,37%	0,68%	0,89%
MnO	0,03%	0,07%	-
L.O.I	0,94%	4,44%	0,06%

Fonte: Autor (2018).

De acordo com o resultado de composição química, o solo apresentou um alto teor de óxido de silício, cerca de 82,82% e com 6,39% óxido de alumínio. O cimento CP IV com apenas 30,11% de óxido de cálcio indica que o percentual de material pozolânico adicionado está em torno de 50 %, pois somados a quantidade de óxido de silício 23,46% e óxido de alumínio 10,33%, representa cerca de 33,79%, valor coerente com o que é indicado pelo fabricante.

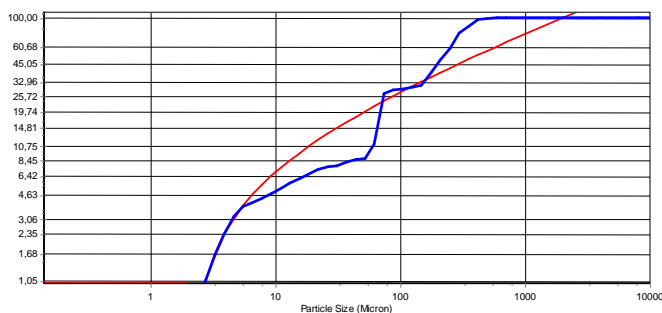
A CV, assim como o solo, apresenta com predominância o óxido de silício 66,62%, e sua relação com óxido de alumínio 21,60 % é de 2,27, coerente com o valor encontrado na proporção destes óxidos no cimento que é de aproximadamente 2,3 o que confirma que o cimento CP IV tem em sua composição cerca de 50% de material pozolânico (material pozolânico oriundo da queima de carvão mineral, ou seja, cinza volante). Observando a massa específica dos materiais, é possível notar que o solo apresenta massa específica de 2,62 g/cm³, valor comumente encontrado, se comparado a CV, em 2,02 g/cm³. Observa-se uma diferença significativa que é uma característica, possivelmente, de material predominantemente amorfo que apresenta uma massa específica menor. O valor obtido no cimento 2,67g/cm³ pode ser explicado pela combinação com a CV, pois quando adicionada, de acordo com as proporções utilizadas, tende a reduzir, mesmo efeito observado na Tabela 9 nas misturas de solo + CV.

4.2 ESTUDO DO EMPACOTAMENTO DAS PARTÍCULAS

4.2.1 Avaliação do empacotamento pelo *software* EMMA

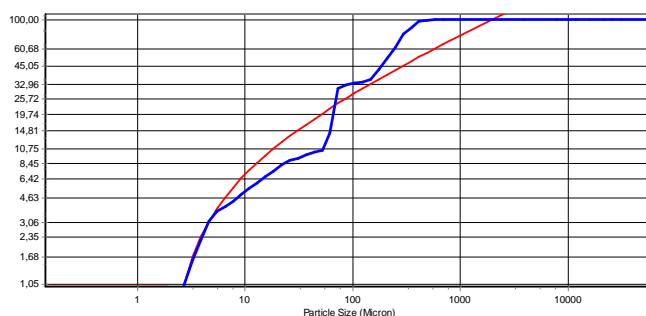
Todas as proporções foram simuladas no *software* para se obter qual seria a curva que mais se aproximasse da curva granulométrica em que a mistura solo CV apresentasse o menor índice de vazios, ou seja a curva granulométrica ideal. Os resultados das simulações estão apresentados conforme Figura 47, Figura 48, Figura 49, Figura 50, Figura 51, Figura 52 e Figura 53. Em vermelho estão as curvas teóricas ideais e, em azul, estão as curvas teóricas com as proporções indicadas pelo operador.

Figura 47 - Simulação solo + 5% CV em massa



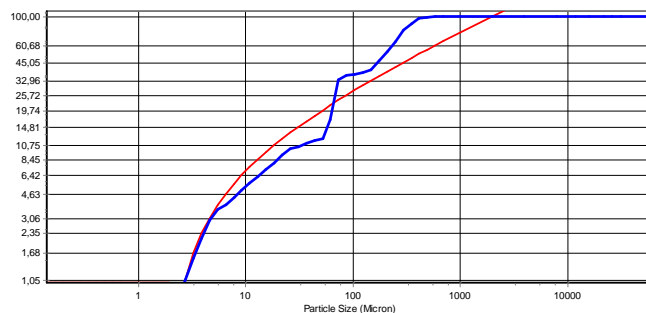
Fonte: Autor (2018).

Figura 48 - Simulação solo + 10 % CV em massa



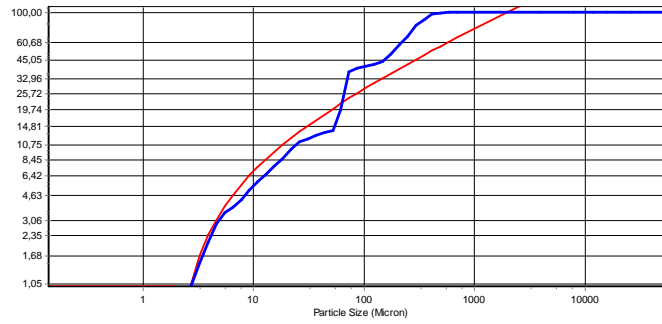
Fonte: Autor (2018).

Figura 49 - Simulação solo + 15 % CV em massa



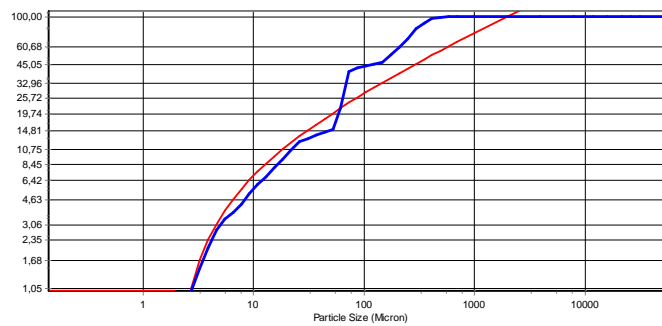
Fonte: Autor (2018).

Figura 50 - Simulação solo + 20% de CV em massa



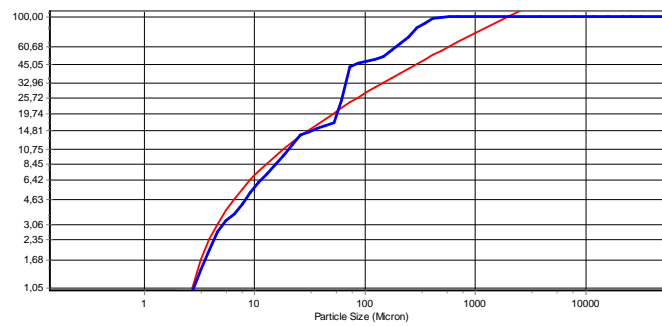
Fonte: Autor (2018).

Figura 51 - Simulação solo + 25 % de CV em massa



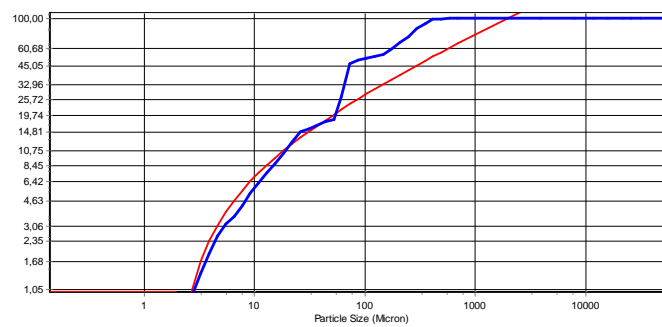
Fonte: Autor (2018).

Figura 52 - Simulação solo + 30% de CV em massa



Fonte: Autor (2018).

Figura 53 - Simulação solo +35% de CV em massa



Fonte: Autor (2018).

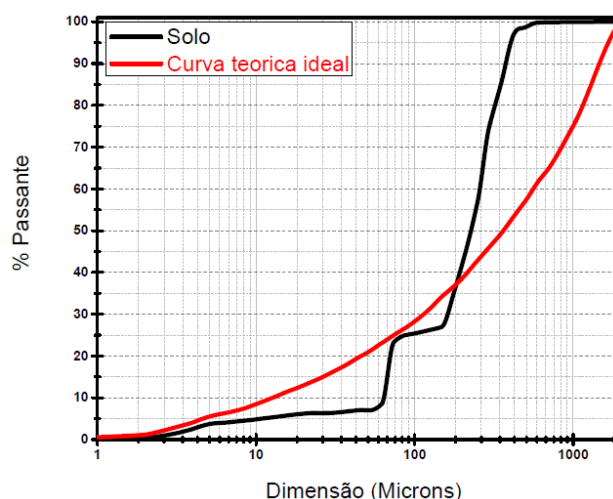
Apesar de parecer simples, a olho nu talvez não seja o método ideal para definir qual a melhor proporção, pois o *software* não tem uma ferramenta para essa função, ficando a critério do operador escolher. A curva que apresentar um comportamento mais próximo da curva ideal deve ser considerada a que corresponde a melhor composição e, conseqüentemente, um melhor empacotamento.

Para que a avaliação não seja subjetiva, o mais correto é calcular a área correspondente entre as curvas, teórica ideal e teórica das proporções, através de métodos matemáticos adequados, por exemplo, por integração. Deste modo, a curva que apresentar uma menor área será a que corresponde a proporção ideal para obter um melhor empacotamento das partículas.

4.2.2 Granulometria das misturas Solo CV

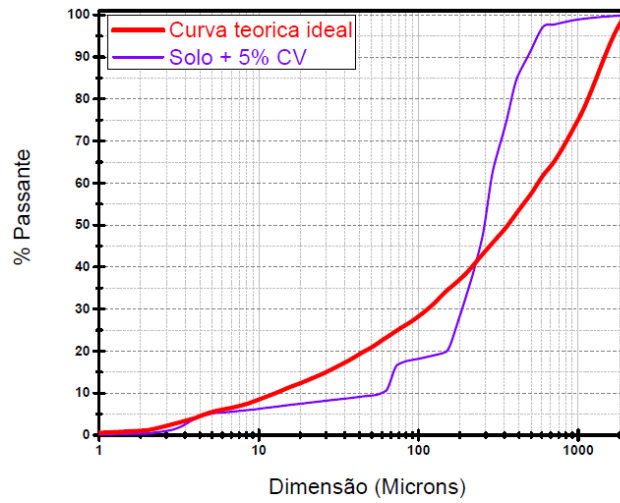
A Figura 54 apresenta a curva granulométrica do solo e a curva granulométrica teórica ideal, resultado do cálculo nos mesmos moldes do *software* EMMA. Nas Figuras 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, estão apresentados todos os resultados das curvas granulométricas reais de cada uma das adições, em 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30% e 35%, respectivamente, para a comparação com a curva teórica ideal.

Figura 54 – Curva granulométrica do solo *versus* curva teórica ideal do solo



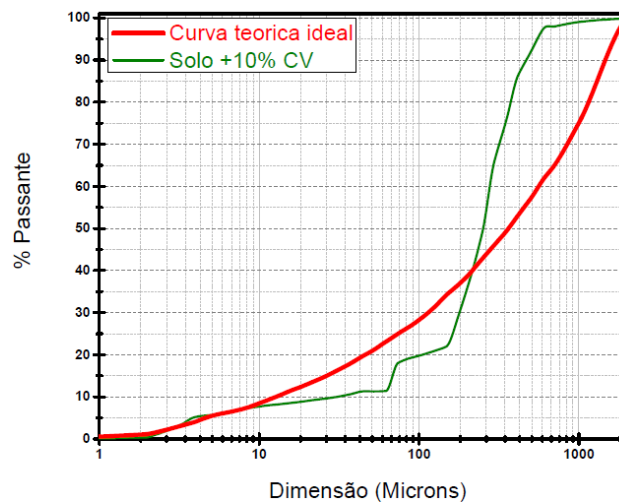
Fonte: Autor (2018)

Figura 55 – Curva granulométrica do Solo + 5% de CV *versus* curva teórica ideal



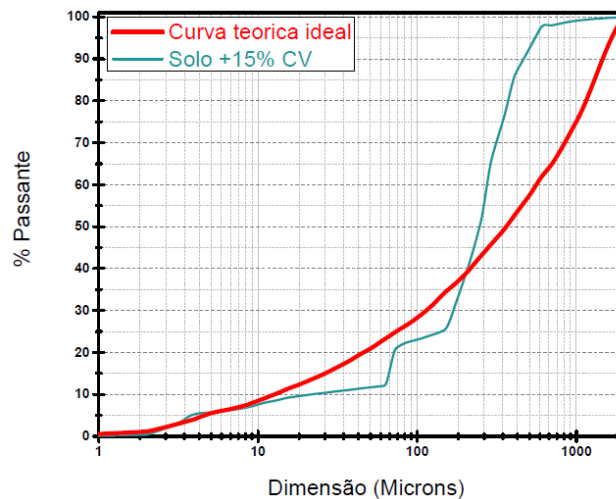
Fonte: Autor (2018)

Figura 56 - Curva granulométrica do Solo + 10% de CV *versus* curva teórica ideal



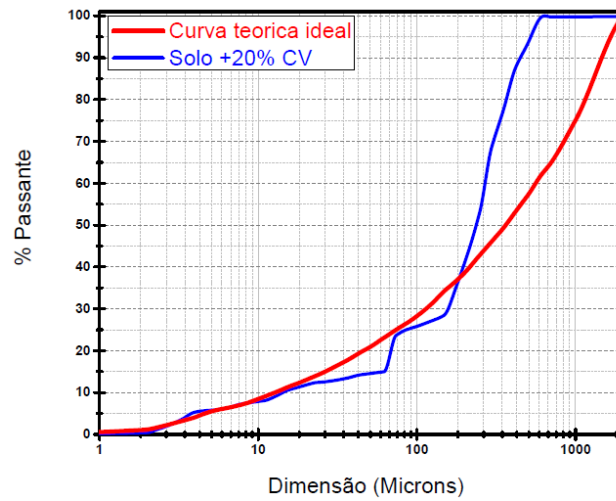
Fonte: Autor (2018)

Figura 57 - Curva granulométrica do Solo + 15% de CV *versus* curva teórica ideal



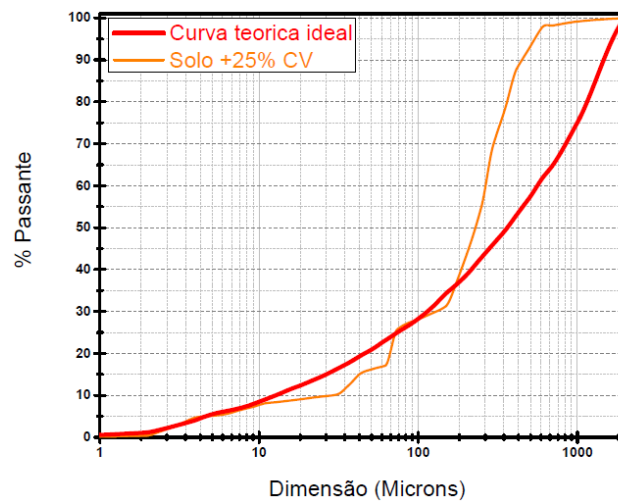
Fonte: Autor (2018)

Figura 58 - Curva granulométrica do Solo + 20% de CV *versus* curva teórica ideal



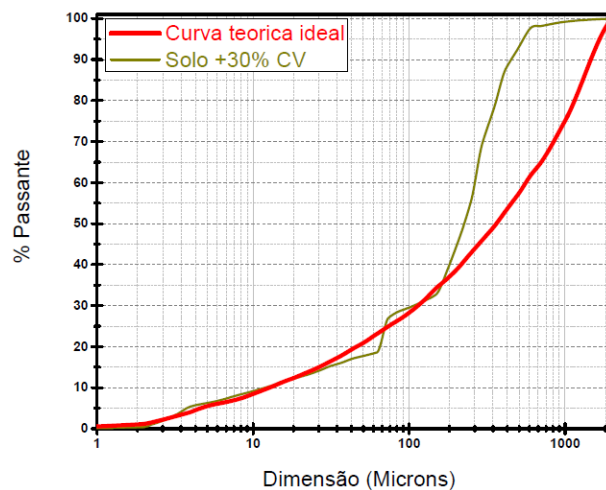
Fonte: Autor (2018)

Figura 59 - Curva granulométrica do Solo + 25% de CV *versus* curva teórica ideal



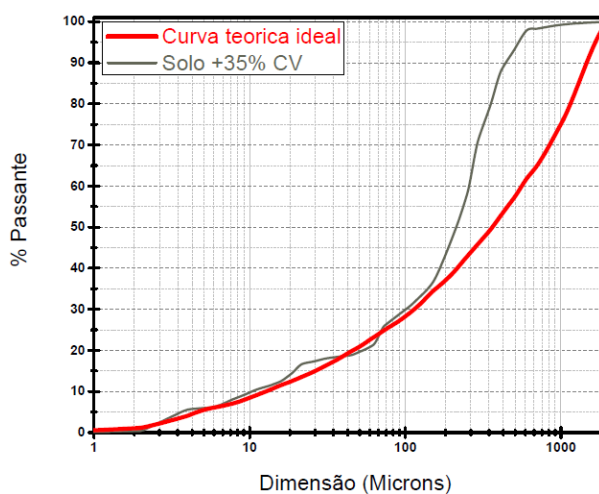
Fonte: Autor (2018)

Figura 60 - Curva granulométrica do Solo + 30% de CV *versus* curva teórica ideal



Fonte: Autor (2018)

Figura 61 - Curva granulométrica do Solo + 35% de CV versus curva teórica ideal



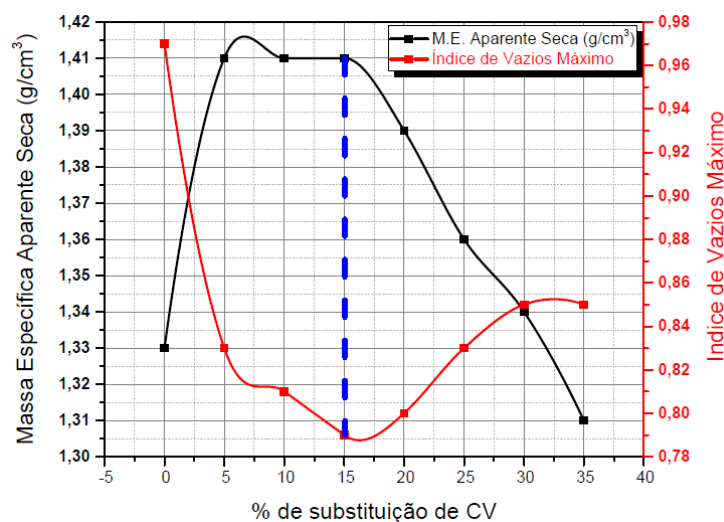
Fonte: Autor (2018)

De acordo com as granulometrias das misturas percebe-se que as curvas reais apresentadas, visualmente, são muito próximas das curvas teóricas. Este fato confirma que o *software* apresenta uma boa proximidade com os resultados reais. Desta forma, o uso do *software* facilita os estudos, uma vez que torna desnecessário a realização de todas as granulometrias das misturas para se obter um bom modelo de curva granulométrica. Quanto a escolha do teor de adição de CV ideal, também é necessária uma avaliação matemática para definir qual a melhor proporção entre Solo e CV, pois uma escolha de forma visual se torna subjetiva.

4.2.2 Determinação do índice máximo e mínimo de vazios

Os resultados obtidos nos ensaios para determinar o índice de vazios máximo do solo foram realizados conforme indicado no item 3.2.2.2.3 do capítulo da metodologia. A Figura 62 demonstra um comparativo entre a massa específica aparente obtida para cada teor de CV adicionada, e seu respectivo índice de vazios máximo. Nota-se que onde apresenta faixa pontilhada em azul, destaca-se que a maior massa específica aparente obtida foi com 15% de adição de CV, o qual também apresentou um menor índice de vazios sem aplicação de energia, ou seja, com o material não compactado. A Tabela 11 apresenta um resumo dos resultados obtidos nas demais adições de CV realizadas.

Figura 62 - Massa específica aparente seca e índice máximo de vazios por teor de adição de CV



Fonte: Autor (2018)

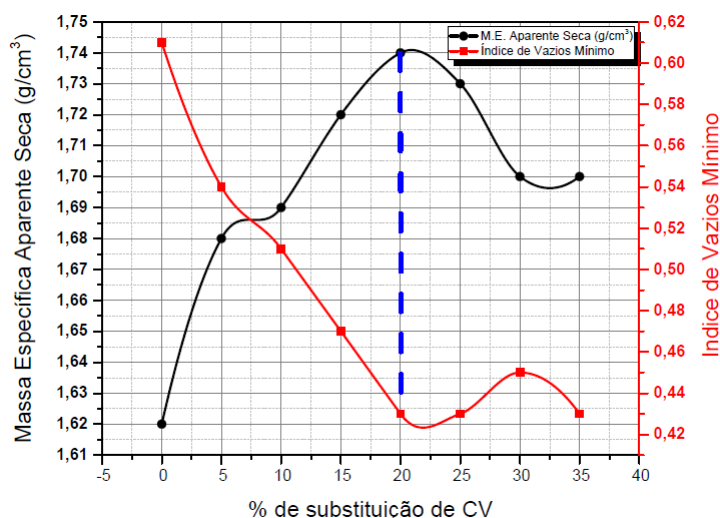
Tabela 11 - Resumo dos dados do ensaio de Índice de Vazios Máximo

Material	M.E. Aparente Seca (g/cm³)	Índice de Vazios Máximo
Solo	1,33	0,97
Solo + 5% CV	1,41	0,83
Solo+ 10% CV	1,41	0,81
Solo+ 15% CV	1,41	0,79
Solo+ 20% CV	1,39	0,80
Solo+ 25% CV	1,36	0,83
Solo+ 30% CV	1,33	0,85
Solo+ 35% CV	1,31	0,85

Fonte: Autor (2018).

A Figura 63 apresenta o gráfico obtido no ensaio de índice de vazios mínimo que relaciona a massa específica aparente seca máxima, o índice de vazios mínimo com o teor de adição de CV. Novamente a linha pontilhada em azul destaca o ponto de menor índice de vazios para as mesmas misturas realizadas com os mesmos materiais e proporções. Neste caso, aplicou-se a compactação em conjunto com vibração em cada uma das misturas. A proporção que indicou uma redução de vazios foi de aproximadamente 22% de adição de CV, porém, de forma a facilitar na prática a aplicação, foi considerado o teor de 20% de adição de CV. Na Tabela 12 pode-se observar um resumo dos resultados obtidos nos ensaios nas demais adições de CV realizadas.

Figura 63 - Massa específica aparente seca e índice mínimo de vazios por teor de adição de CV



Fonte: Autor (2018)

Tabela 12 - Resumo dos dados do ensaio de Índice de Vazios Mínimo

Material	M.E. Aparente Seca (g/cm³)	Índice de Vazios Mínimo
Solo	1,62	0,61
Solo + 5% CV	1,68	0,54
Solo+ 10% CV	1,69	0,51
Solo+ 15% CV	1,72	0,47
Solo+ 20% CV	1,74	0,43
Solo+ 25% CV	1,73	0,43
Solo+ 30% CV	1,70	0,45
Solo+ 35% CV	1,70	0,43

Fonte: Autor (2018)

4.2.3 Avaliação da permeabilidade ao ar

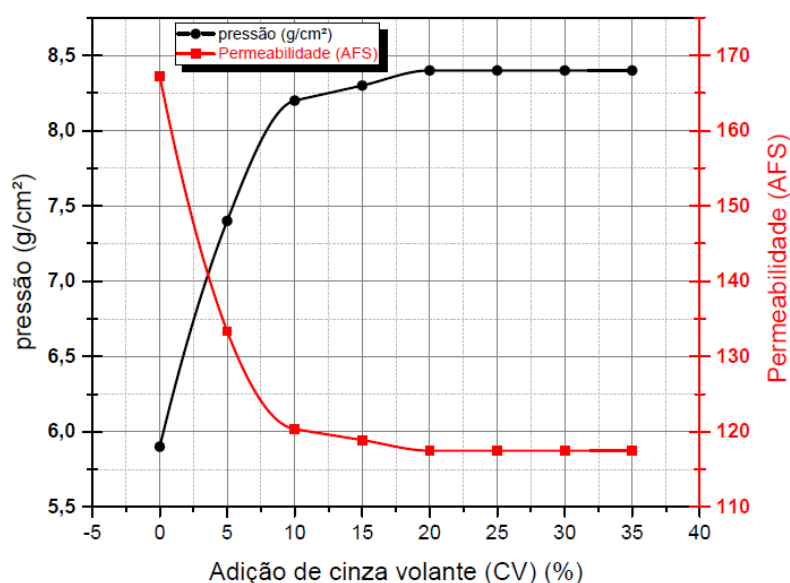
O ensaio de permeabilidade ao ar é apresentado conforme Figura 64 pelo gráfico que compara a pressão aplicada a cada teor de adição de CV com a permeabilidade ao ar, ou seja, a capacidade que a mistura tem de permitir a passagem do ar nos seus vazios intergranulares conforme norma, NBR 12634. (ABNT, 1992).

O gráfico mostra que a partir de 20% de adição de CV não há alteração na permeabilidade do ar, demonstrando neste caso, que 20% seria o teor ideal de adição, afinal com valores acima deste não tem alteração nos vazios.

Baseado em todos os resultados obtidos no estudo de empacotamento o teor escolhido como ideal para redução de vazios foi o de 20%. Nas simulações do

software, quanto nas curvas granulométricas reais, não foram suficientes para uma definição escolha precisa, mas quando comparado aos resultados de permeabilidade ao ar e principalmente com o índice de vazios mínimo, já que as misturas serão compactadas, o teor que mais se vezes se aproximou do ideal, é sempre próximo a 20%. Portanto, o teor de 20% de adição de CV foi o escolhido para ser o teor de adição ao solo nas próximas etapas do programa experimental.

Figura 64 – Resistência à passagem do ar por teor de adição de CV



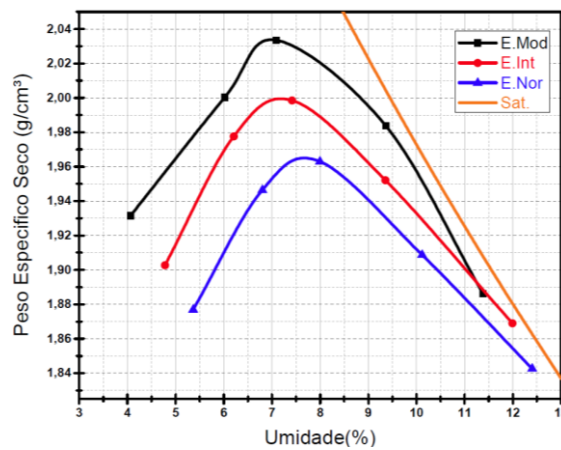
Fonte: Autor (2018)

4.3 DEFINIÇÃO DA UMIDADE ÓTIMA

4.3.1 Umidade ótima

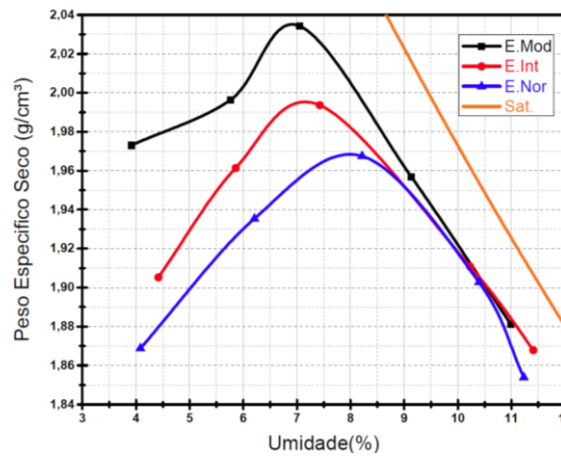
Todos os resultados de umidade ótima obtidos através do ensaio de compactação, com procedimento descrito conforme item 3.2.2.3 da metodologia, estão demonstrados desde a Figura 65 até a 74. Em todos os gráficos constam as umidades de cada traço, nas três energias, e sua curva de saturação representada.

Figura 65 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo sem adição de CV e sem Cimento



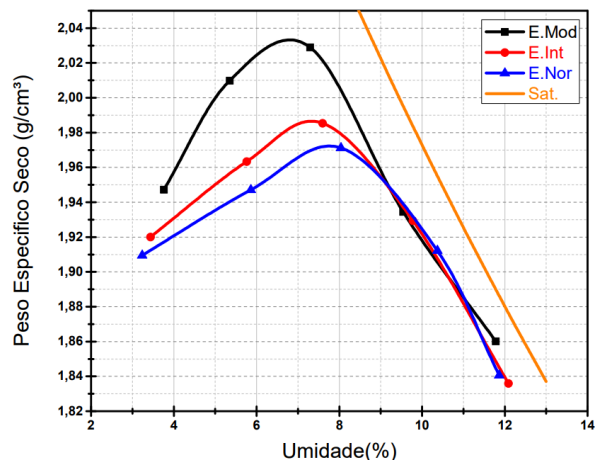
Fonte: Autor (2018)

Figura 66 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo sem adição de CV e com 2% de Cimento



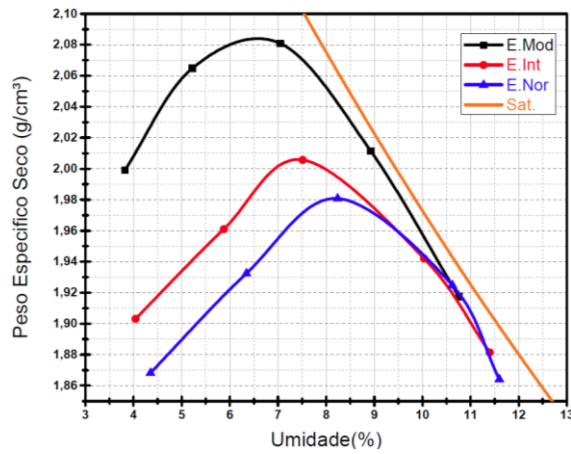
Fonte: Autor (2018)

Figura 67 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo sem adição de CV e com 4% de Cimento



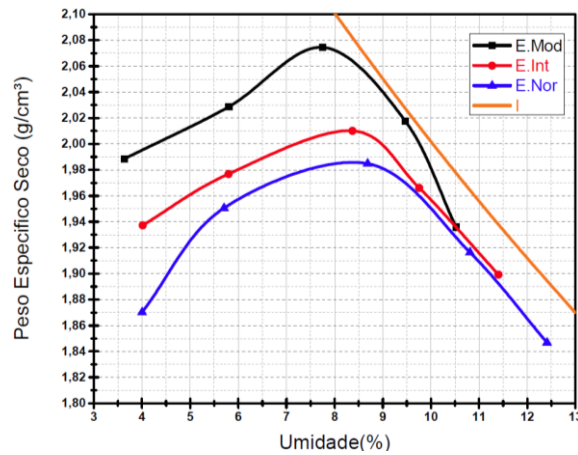
Fonte: Autor (2018)

Figura 68 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo sem adição de CV e com 6% de Cimento



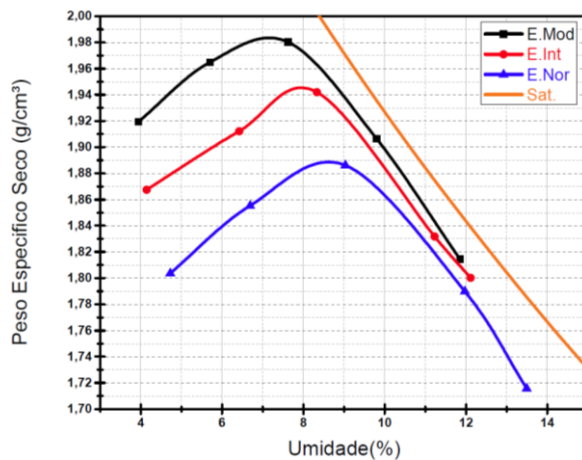
Fonte: Autor (2018)

Figura 69 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo sem adição de CV e com 8% de Cimento



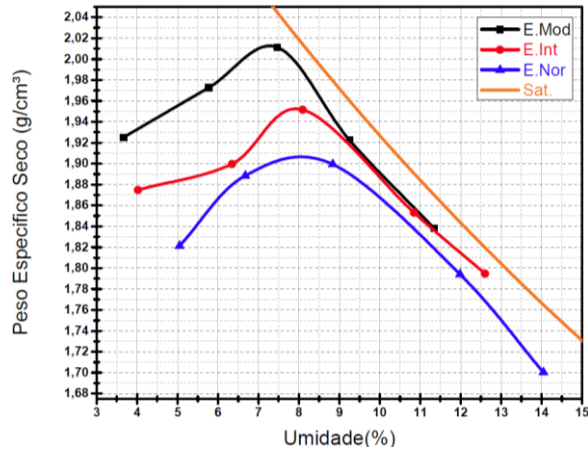
Fonte: Autor (2018)

Figura 70 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo com adição de CV e sem Cimento



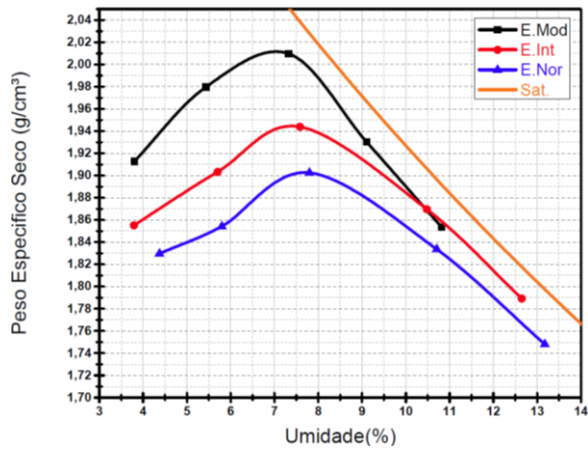
Fonte: Autor (2018)

Figura 71 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo com adição de CV e com 2% de Cimento



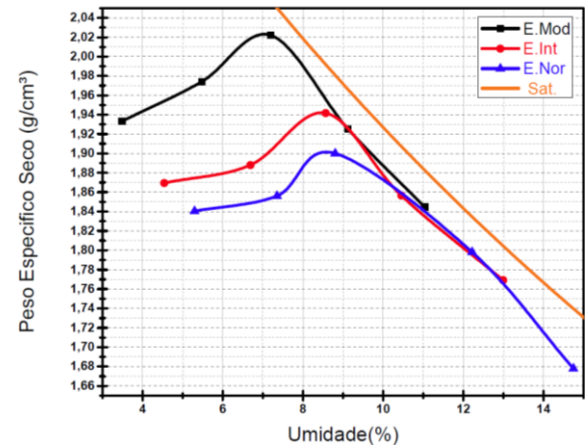
Fonte: Autor (2018)

Figura 72 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo com adição de CV e com 4% de Cimento



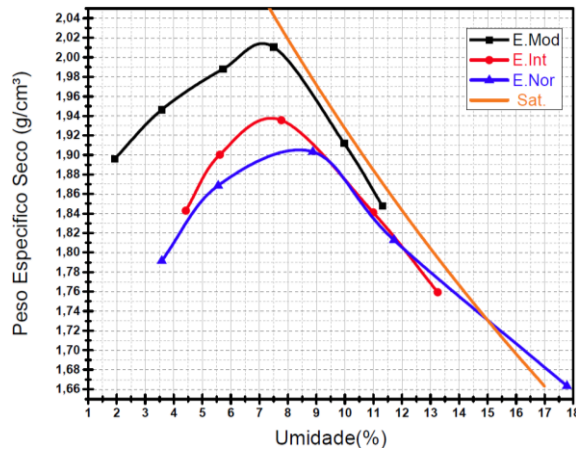
Fonte: Autor (2018)

Figura 73 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo com adição de CV e com 6% de Cimento



Fonte: Autor (2018)

Figura 74 - Ensaio de compactação nas três energias do Solo com adição de CV e com 8% de Cimento



Fonte: Autor (2018)

Um resumo dos dados de todos os ensaios de compactação está apresentado conforme Tabela 13, para facilitar o entendimento e comparação dos dados.

Tabela 13 - Resumo dos resultados dos ensaios de compactação.

Cimento (%)	Cinza volante	Energia de compactação					
		Normal		Intermediária		Modificada	
		W ótima (%)	M.E. Aparente Seca (g/cm³)	W ótima (%)	M.E. Aparente Seca (g/cm³)	W ótima (%)	M.E. Aparente Seca (g/cm³)
0	Sem Cinza Volante	8,00	1,96	7,42	2,00	7,09	2,03
2		8,22	1,97	7,43	1,99	7,05	2,03
4		8,04	1,97	7,60	1,99	7,29	2,04
6		8,24	1,98	7,51	2,01	7,05	2,08
8		8,69	1,98	8,37	2,01	7,76	2,07
0	Com Cinza Volante	9,04	1,89	8,33	1,94	7,62	1,98
2		8,84	1,90	8,09	1,95	7,47	2,01
4		7,80	1,90	7,59	1,94	7,32	2,01
6		8,81	1,90	8,57	1,94	7,20	2,02
8		8,87	1,90	7,77	1,94	7,50	2,01

Fonte: Autor (2018)

Nos gráficos representados, nota-se que a variação da umidade ótima foi pequena, com menor valor em 7,05% e maior valor em 9,04%, uma variação inferior a 2%, mesmo para as adições maiores de cimento não se obteve resultados com

grandes variações, no geral, em nenhum dos casos chegou a 1% de variação no teor de umidade ótima. Conforme citado no ET- 35 (2004) as variações no teor de adição de cimento não geram grandes variações na umidade ótima. (ABNT, 2004).

O consumo de água nos traços com e sem CV, também não apresentou grandes mudanças. Segundo Mehta e Monteiro (2014), um dos fatores que aumenta o consumo de água pode ser o teor de carbono, quando acima de 5%. O valor encontrado no ensaio de fluorescência de raios x, que conforme a Tabela 10, indicado como L.O.I, para esta CV foi de apenas 0,06%, muito abaixo de 5%. A CV é indicada para o uso como adição mineral, principalmente por ter consumo de água reduzido, em alguns casos não necessitando do uso de aditivos químicos para corrigir trabalhabilidade quando comparado a outras pozolanas. (DALMOLIN, 2011).

4.4 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO

4.4.1 Ensaio de durabilidade

Na Tabela 14 estão apresentados os resultados de durabilidade por molhagem e secagem.

Tabela 14 - Resumo dos resultados do ensaio de durabilidade

Tipo de traço	Cimento (%)	Cinza volante (%)	Energia de compactação	Perda de massa (%)	Varição de volume
T1	0	Sem Cinza Volante	ENERGIA MODIFICADA	-	-
T2	2			2,51	3
T3	4			2,5	0
T4	6			2,5	0
T5	8			2,5	0
T6	0		ENERGIA INTERMEDIÁRIA	-	-
T7	2			2,52	1
T8	4			2,5	1
T9	6			2,5	4
T10	8			2,51	4
T11	0		ENERGIA NORMAL	-	-
T12	2			33,50	7
T13	4			33,50	2
T14	6			18,50	2
T15	8			14,50	2
T16	0	Com 20% de Cinza Volante	ENERGIA MODIFICADA	-	-
T17	2			2,50	0
T18	4			2,49	0
T19	6			2,48	0
T20	8			2,48	0
T21	0		ENERGIA INTERMEDIÁRIA	-	-
T22	2			2,5	0
T23	4			2,49	2
T24	6			2,48	1
T25	8			2,47	0
T26	0		ENERGIA NORMAL	-	-
T27	2			2,50	2
T28	4			2,49	0
T29	6			2,49	0
T30	8			2,49	0

Fonte: Autor (2018)

Conforme pode-se observar os resultados de durabilidade, apesar de não terem sido cumpridos todos os 6 ciclos propostos pela norma, fica fácil observar, que em geral, todos os traços atenderam aos requisitos, apenas os moldados sem CV, na energia normal, apresentaram uma perda de massa mais acentuada, não atendendo

aos índices indicados pela NBR 13554 (ABNT,2016), para o tipo de solo utilizado, classificado no item 4.1.1 como A2-4, que o teor máximo de perda de massa aceitável é de 14%. (ABNT, 2004). Na Figura 75 estão apresentados alguns dos corpos de prova após o ensaio de durabilidade.

Figura 75 - Corpos de prova após ensaio de durabilidade



Fonte: Autor (2018)

4.4.2 Cálculo da porosidade (η)

Na Tabela 15 estão apresentados os valores obtidos de pelo cálculo de porosidade e da relação índice de porosidade por volume de cimento (η/Civ) de todas as misturas. Observa-se que quanto maior a energia de compactação empregada, menor é a porosidade, sendo que as misturas com CV apresentaram em todos os traços uma menor porosidade, o que representa que o material está melhor empacotado. Entretanto, a relação de (η/Civ), pode apenas ser avaliada para as misturas com algum teor de cimento, não valendo para os casos onde temos somente solo e CV.

Tabela 15 - Resultado dos cálculos de porosidade (η) e porosidade por volume de cimento (η/Civ)

Tipo de traço	Cimento (%)	Cinza volante (%)	Energia de compactação	Porosidade (η)	η/Civ
T1	0	Sem Cinza Volante	ENERGIA MODIFICADA	0,29	-
T2	2			0,29	18,26
T3	4			0,28	8,43
T4	6			0,26	5,19
T5	8			0,26	3,9
T6	0		ENERGIA INTERMEDIÁRIA	0,31	-
T7	2			0,31	19,71
T8	4			0,30	9,39
T9	6			0,29	5,99
T10	8			0,29	4,46
T11	0		ENERGIA NORMAL	0,33	-
T12	2			0,33	22,03
T13	4			0,32	10,36
T14	6			0,32	6,82
T15	8			0,32	5,16
T16	0	Com Cinza Volante	ENERGIA MODIFICADA	0,24	-
T17	2			0,24	14,64
T18	4			0,24	7,20
T19	6			0,24	4,88
T20	8			0,23	3,46
T21	0		ENERGIA INTERMEDIÁRIA	0,27	-
T22	2			0,27	16,95
T23	4			0,27	8,64
T24	6			0,27	5,75
T25	8			0,26	4,12
T26	0		ENERGIA NORMAL	0,31	-
T27	2			0,31	20,74
T28	4			0,29	9,51
T29	6			0,29	6,32
T30	8			0,28	4,58

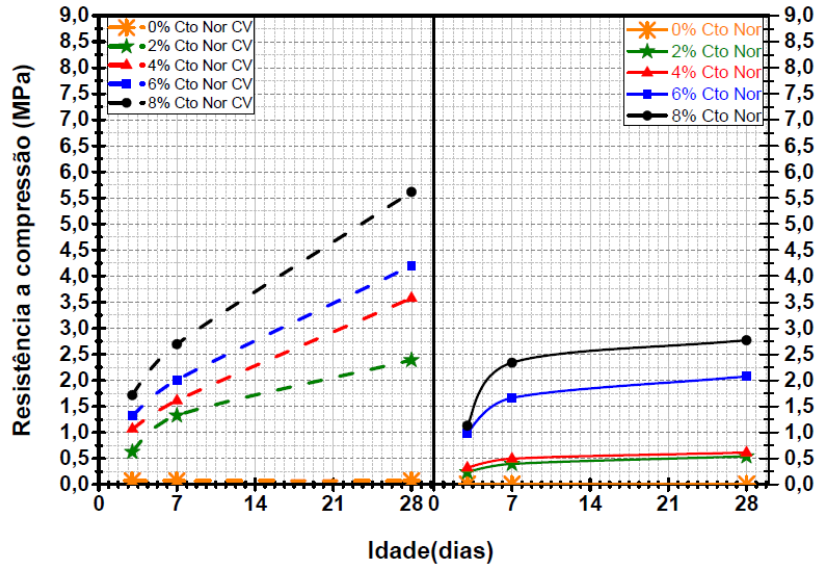
Fonte: Autor (2018)

4.4.3 Ensaio de compressão axial

Neste capítulo estão apresentados os resultados do ensaio de compressão axial para todos os corpos de prova que atingiram os parâmetros estabelecidos na metodologia. Os primeiros resultados apresentados são os de ganho de resistência relacionado ao tempo de cura. Conforme segue na Figura 76 estão apresentados os

resultados de resistência à compressão obtidos nas três idades de cura para todos os teores de adição de cimento compactados em energia normal, com e sem CV.

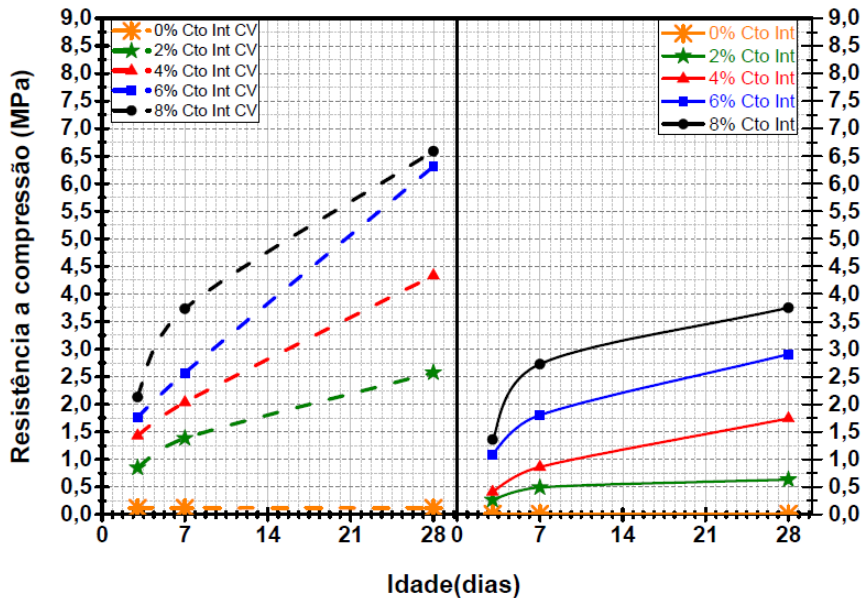
Figura 76 - Gráfico de resistência à compressão para todos os teores de cimento compactados em energia normal: (esquerda) com CV e (direita) sem CV



Fonte: Autor (2018)

Na Figura 767 estão apresentados os resultados de resistência à compressão axial obtidos nas três idades de cura para todos os teores de adição de cimento compactados em energia intermediária, com e sem CV.

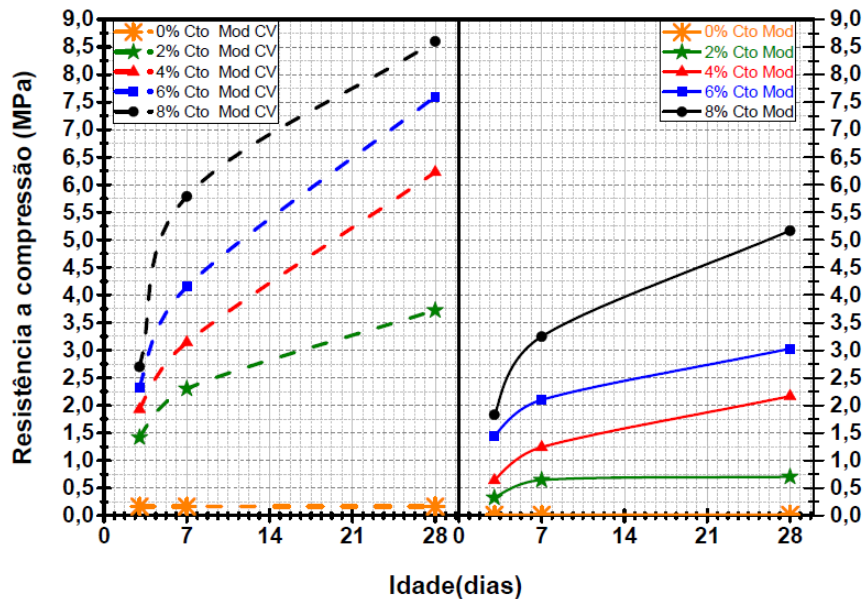
Figura 77 - Gráfico de resistência à compressão para todos os teores de cimento compactados em energia Intermediária, a esquerda com CV e a direita sem CV



Fonte: Autor (2018)

Na Figura 768 estão apresentados os resultados de resistência à compressão axial obtidos nas três idades de cura para todos os teores de adição de cimento compactados em energia modificada, com e sem CV.

Figura 78 - Gráfico de resistência à compressão para todos os teores de cimento compactados em energia Modificada, a esquerda com CV e a direita sem CV



Fonte: Autor (2018)

Os gráficos apresentados deixam claro o comportamento de aumento da resistência à compressão, com o aumento do tempo de cura. Verifica-se que, mesmo em idades iniciais (3 dias) e com um baixo teor de adição de cimento (2%), um valor 21 vezes maior de resistência à compressão em relação ao solo sem adição de cimento. A diferença de resistência nos traços com CV, comparados aos traços sem CV, onde os traços que continham CV em sua mistura apresentaram resistências superiores. Essa variação chegou a apresentar valores de resistência a compressão 3 vezes maior, em condições semelhantes a os traços sem CV.

Outro fator de destaque é a energia de compactação que demonstrou ser importante para a variação de resistência, pois quanto maior a energia aplicada, maior foram os valores de resistência à compressão obtidos.

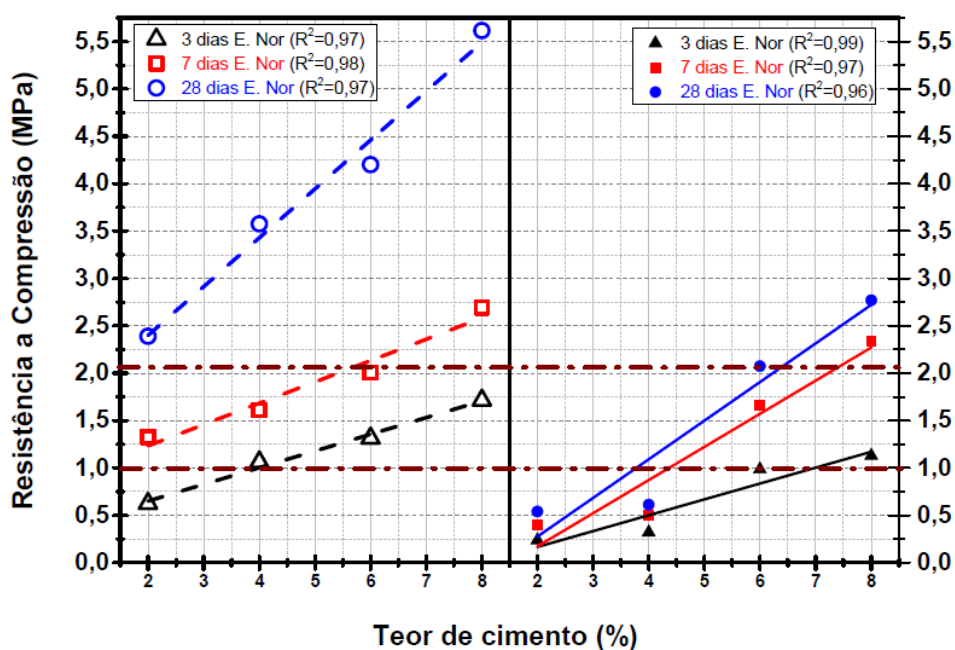
A ABNT recomenda verificar o teor adequado de adição de cimento, por interpolação gráfica das resistências atingidas pela mistura de solo-cimento aos 7 dias

de cura. Se a aplicação for o uso em pavimentos a norma NBR 12252 (ABNT, 2012), indica que deve ser utilizado o teor de cimento que atingir aos 7 dias 2,1 MPa.

Se a aplicação é na construção de paredes monolíticas de solo-cimento, a NBR 13553 (ABNT, 2012), indica o teor que atingir 1 MPa, aos 7 dias. Além destes Oliver, (1995) concluiu que a resistência de 2 MPa aos 7 dias seria suficiente para produção de blocos de solo-cimento compactados.

Em todos os casos, somente são levados em consideração as resistências aos 7 dias, mas neste trabalho se avaliou os dados em todas as idades de ruptura. Na Figura 769 pode-se ver os resultados de resistência obtidos nas três idades de cura para todos os teores de adição de cimento compactados em energia normal, com e sem CV.

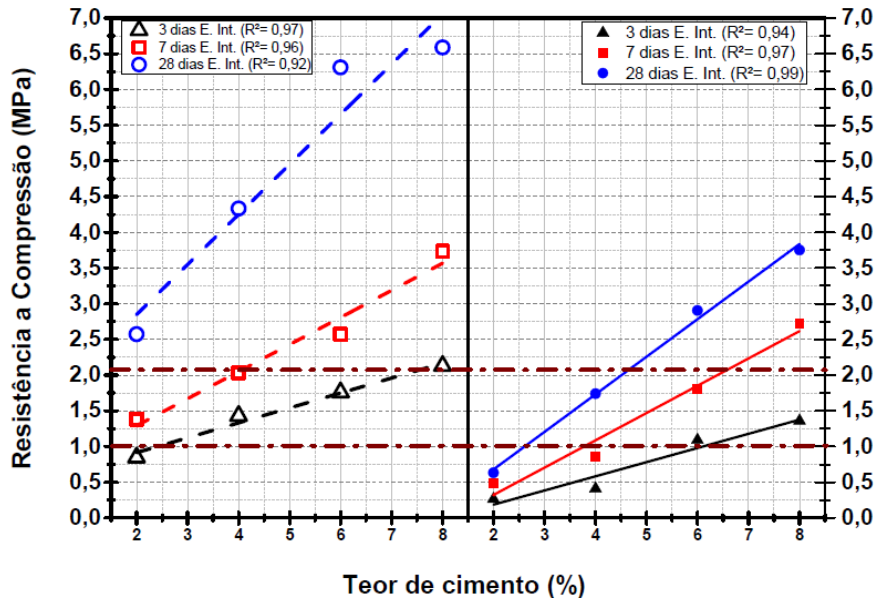
Figura 79 - Resistência à compressão por teor de cimento compactado em energia normal, em todas as idades, com CV a esquerda e sem CV a direita



Fonte: Autor (2018)

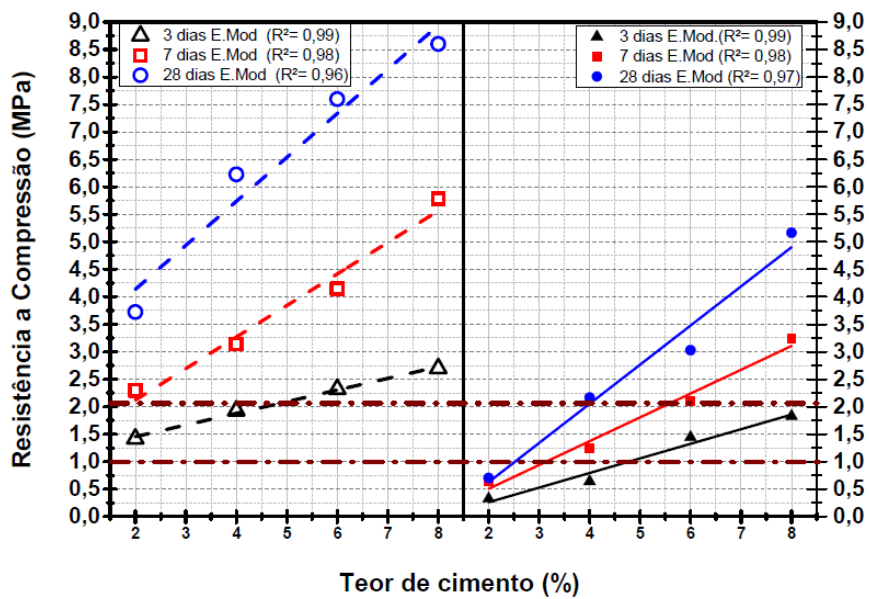
Na Figura 7680 pode-se ver os resultados de resistência obtidos nas três idades de cura para todos os teores de adição de cimento compactados em energia intermediária, com e sem CV, e na Figura 81 os resultados de resistência a compressão para os corpos de prova moldados em energia modificada, em todas as idades e teores de cimento, com e sem CV.

Figura 80 - Resistência à compressão por teor de cimento compactado em energia intermediária em todas as idades, com CV a esquerda e sem CV a direita



Fonte: Autor (2018)

Figura 81- Resistência à compressão por teor de cimento compactado em energia modificada em todas as idades, com CV a esquerda e sem CV a direita



Fonte: Autor (2018)

Como esperado, os resultados de compressão axial tiveram um crescimento com o aumento do percentual de cimento adicionado, esse crescimento teve um comportamento linear bem definido para todos os casos, mesmo nos traços com CV. Novamente, a energia de compactação interferiu nos resultados de resistência.

Traços com adição de CV obtiveram resultado de resistência a compressão superior em todos os casos, até mesmo em idades iniciais, onde o efeito da pozolanicidade da CV ainda não é acentuado, se comparado a outros materiais como sílica ativa ou cinza de casca de arroz. (VAGHETTI, 1999).

Provavelmente o ganho de resistência nestas misturas, é causado pela porosidade reduzida, tendo seus vazios preenchidos com partículas de CV, causando o efeito *filler*, facilitando os pontos de nucleação. Camacho et al (2018), constatou por ensaio de Chapelle modificado que a CV sem nenhum tipo de beneficiamento, obteve baixa atividade pozolânica considerando o consumo de hidróxido de cálcio.

Já em os resultados por métodos indiretos como a moldagem de corpos de prova para ruptura axial, obtiveram aumento de resistência a compressão, esse ganho foi atribuído ao efeito de nucleação. (CAMACHO et al, 2018).

Essa diferença de resistência à compressão na comparação entre traços com, e sem CV tendem a aumentar com o tempo. Thomé et al (1999), realizou um estudo de estabilização de um solo residual com 5% de adição de cal, e 50 % de adição de cinza pesada de carvão mineral, visando avaliar o ganho de resistência com o tempo de cura até os 180 dias de idade.

Concluiu que aos 28 dias a mistura tinha atingido somente 28,4% do seu potencial de resistência a compressão, obtidos aos 120 dias. A sua maior taxa de crescimento de resistência a compressão, foi entre 21 e 60 dias, indicando que as misturas com CV ainda devem desenvolver resistência a compressão em taxas elevadas, provavelmente superiores em relação aos traços sem CV. (THOMÉ et al, 1999). A relação entre energia de compactação e resistência a compressão seguiu o comportamento anteriormente notado, mais energia aplicada resulta em maior valor de resistência a compressão axial. Pode-se ver na Figura 82, 83 e 84 de forma mais detalhada esse comportamento.

Figura 82 - Resistência a compressão por energia de compactação para 3 dias de cura, com CV a esquerda e sem CV a direita.

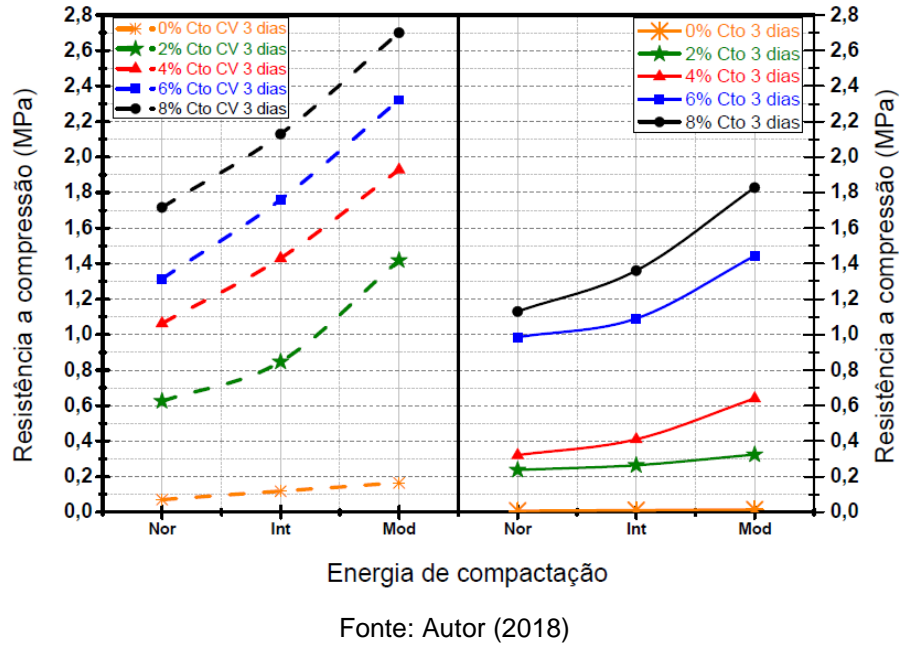


Figura 83 - Resistência a compressão por energia de compactação para 7 dias de cura, com CV a esquerda e sem CV a direita.

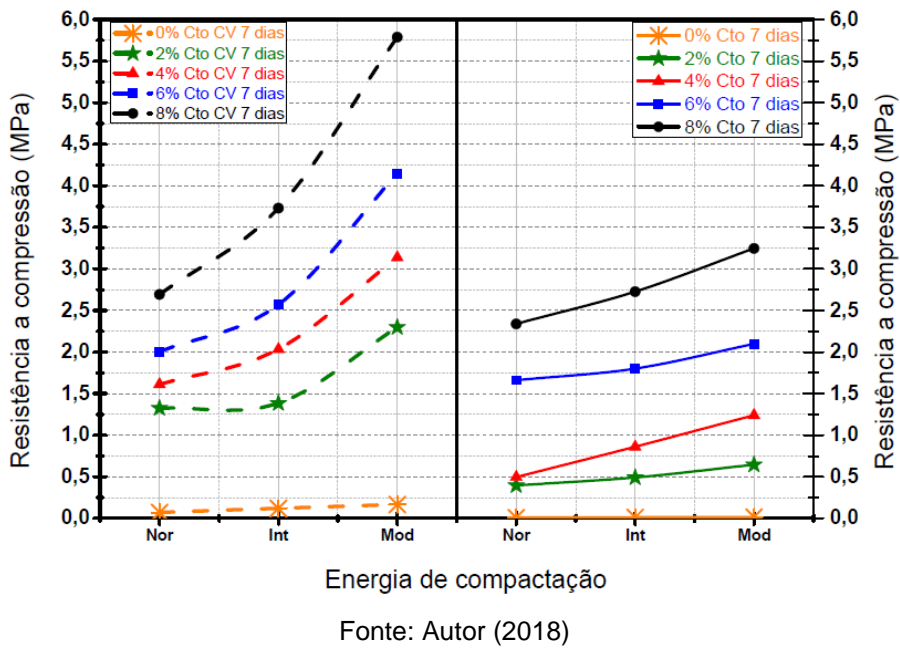
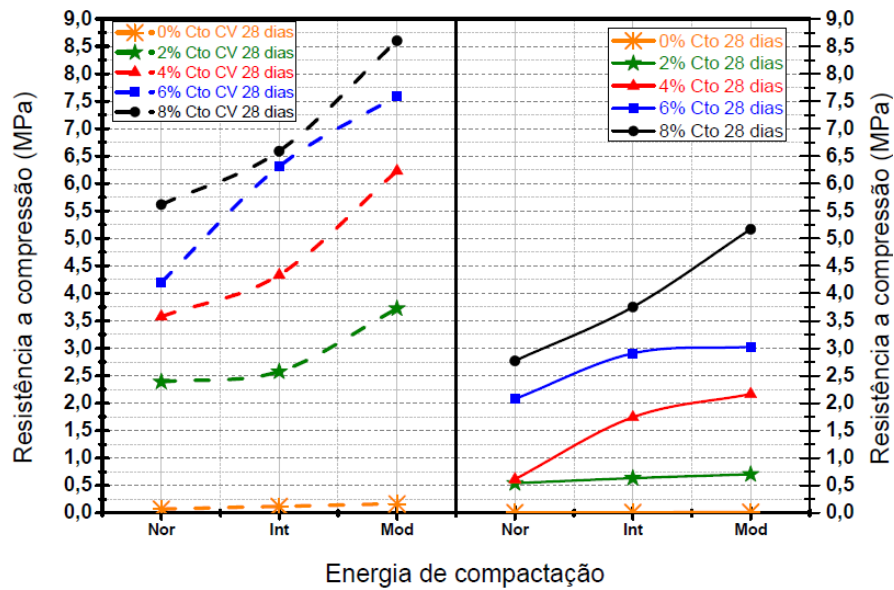


Figura 84 - Resistência a compressão por energia de compactação para 28 dias de cura, com CV a esquerda e sem CV a direita.

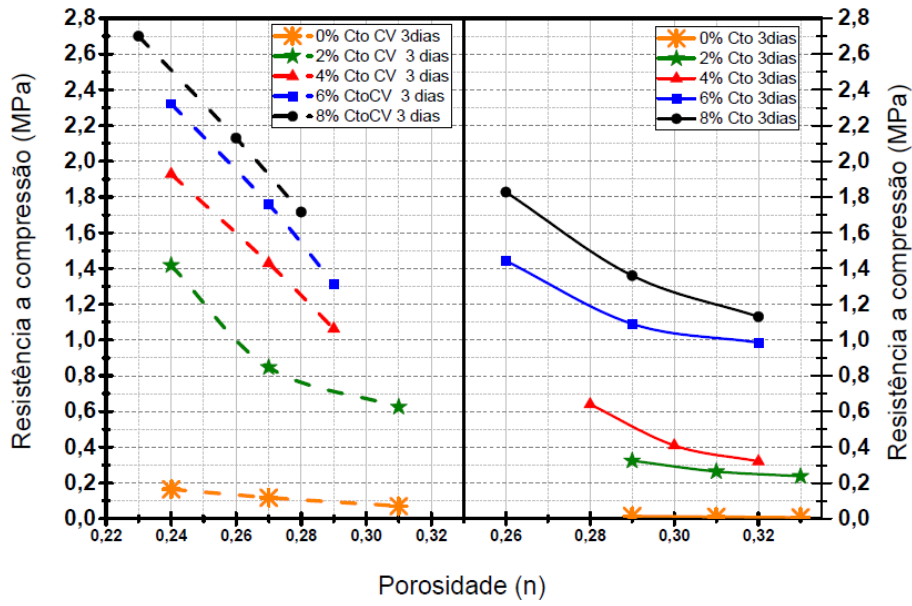


Fonte: Autor (2018)

As curvas demonstradas indicam a tendência de crescimento de resistência com o aumento da energia de compactação, resultados obtidos também por Silva, (2015), que comparou resistência a compressão simples, em função da variação de energia na moldagem dos corpos de prova e porosidade. A porosidade em todos os casos avaliados diminuiu com o aumento da energia de compactação, conseqüentemente as resistências obtidas para todos os ensaios mecânicos aumentou. Provavelmente em função deste comportamento a recomendação técnica da ATIC (1993), indica avaliar mais de uma energia de compactação, para definição do teor ideal de adição de cimento.

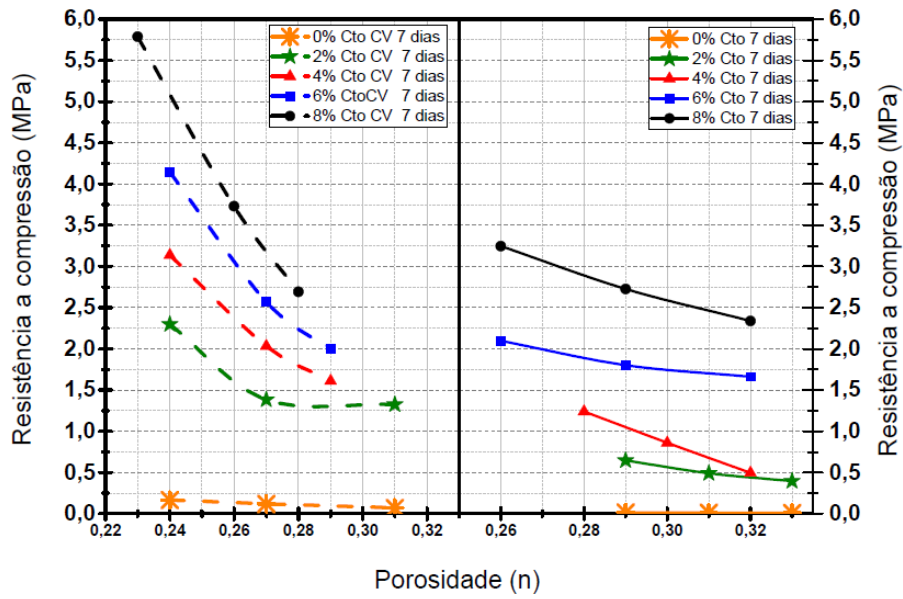
Nas Figuras 85, 86, 87 estão apresentados os resultados de resistência a compressão por porosidade.

Figura 85 - Resistência a compressão por porosidade com 3 dias de cura



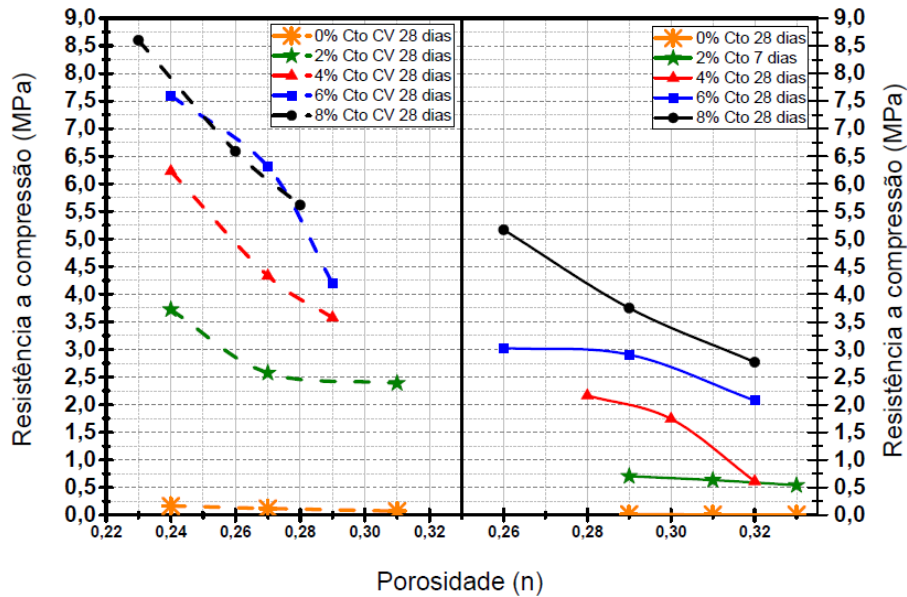
Fonte: Autor (2018)

Figura 86 - Resistência a compressão por porosidade com 7 dias de cura



Fonte: Autor (2018)

Figura 87 - Resistência a compressão por porosidade com 28 dias de cura



Fonte: Autor (2018)

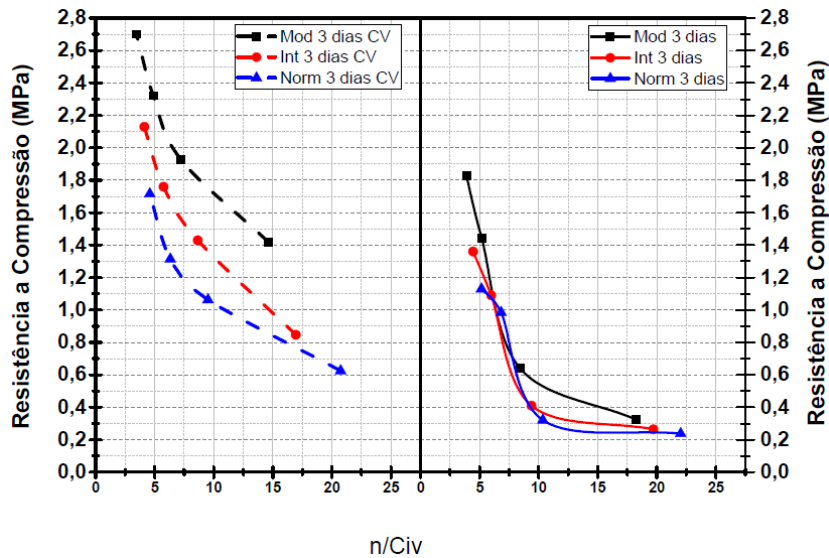
Nota-se que a redução da porosidade, seja por empacotamento ou por maior energia de compactação, produz um aumento de resistência a compressão. Fato é que com a aproximação dos grãos do esqueleto granular do solo gera ganhos de resistência. Os traços que contém CV obtiveram resultados mais expressivo nas mesmas idades e compactados em mesma energia, isso pode ter ocorrido por estas misturas já em função da redução de vazios pelo estudo do empacotamento, já apresentarem uma porosidade inferior, aos traços sem CV.

Não se nota um distanciamento entre os valores de resistência, em função do da idade, o que poderia indicar o efeito da reatividade química da CV, por exemplo no traço com CV o teor de adição de 8% de cimento aos 3 dias de idade era aproximadamente 1,5 vezes maior que o sem CV, proporção que se repetiu aos 28 dias. Outra possibilidade seria que em função do cimento ser CP IV a quantidade de óxido de cálcio ser menor comparada ao cimento CP V, a reserva alcalina, ou seja, a quantidade de hidróxido de cálcio não seria suficiente para a dissolução de todo o aluminossilicato amorfo disponível.

A quantidade de em relação ao cimento, mesmo os corpos de prova não sendo submetidos a cura úmida e permanecendo somente com a quantidade de água da moldagem, deve ser suficiente para a hidratação, pois mesmo nas misturas com os maiores teores de cimento a relação água cimento chegou a 1.

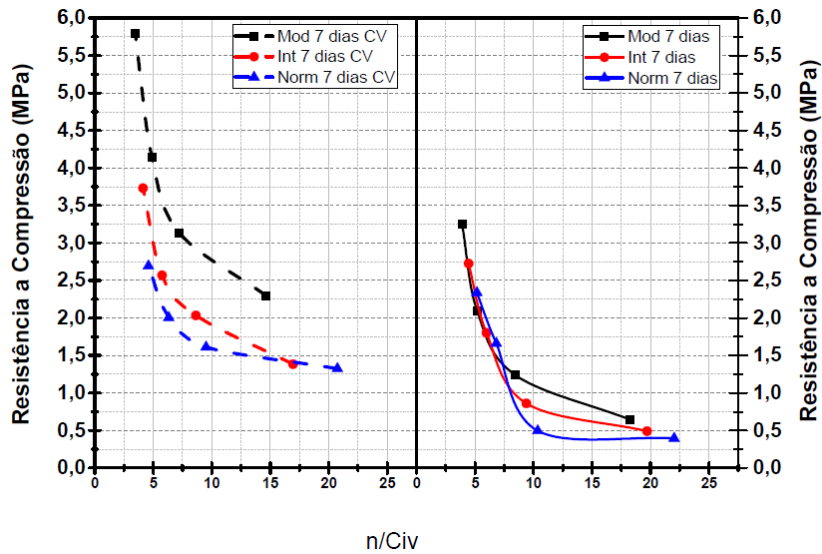
Tanto o teor de cimento como a porosidade demonstraram relação direta com a resistência a compressão, como citado no método Consoli, e outros autores, Larnach 1960 apud FOPPA (2005), Consoli et al. (2007, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2017), Cruz, (2010) Vitali, (2008), Dalla Rosa, (2008), Vitali, (2008), Rios et al, (2012), Fonini, (2012), Sachetti, (2014), Pinto, (2016), Ibeiro, (2016), Marques, (2016), Leon, (2018), entre outros. **Nas Figuras**

Figura 88 - Resistência a compressão por n/Civ nas três energias de compactação com 3 dias de idade , a esquerda com CV e a direita sem CV



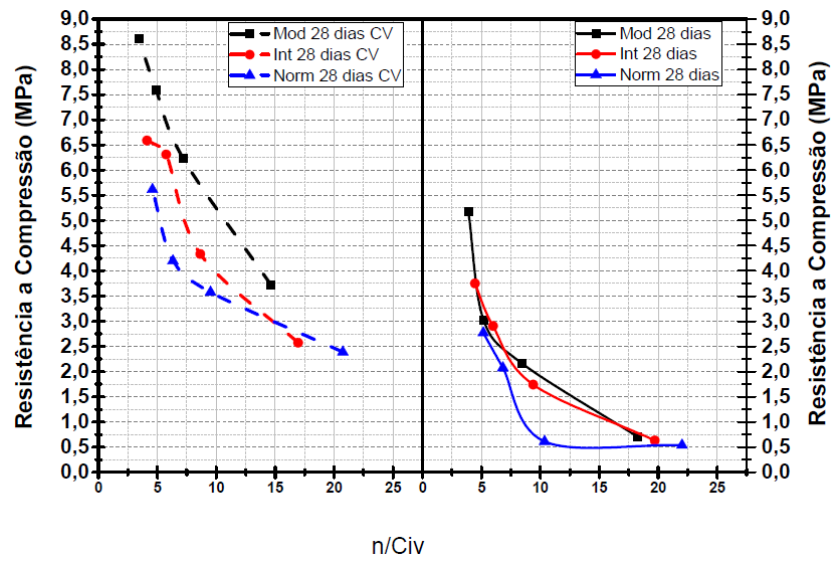
Fonte: Autor (2018)

Figura 89 - Resistência a compressão por n/Civ nas três energias de compactação com 7 dias de idade , a esquerda com CV e a direita sem CV



Fonte: Autor (2018)

Figura 90 - Resistência a compressão por n/Civ nas três energias de compactação com 28 dias de idade, a esquerda com CV e a direita sem CV



Fonte: Autor (2018)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A adição de cimento, mesmo em baixos teores, melhora significativamente os resultados de resistência a compressão, e esse aumento se comporta linearmente em relação ao percentual de adição. A eficiência do cimento está relacionada a idade de cura, ao grau de compactação da mistura que conseqüentemente está relacionada a porosidade. Em todos os casos onde foi adicionado cimento com o aumento da idade de cura houve um aumento da resistência a compressão.

A energia de compactação se mostrou importante na definição de resultados de resistência a compressão, em todos os casos a variação de energia gerou variações na resistência a compressão. Quanto maior for a energia de compactação maior é a resistência a compressão atingida.

A resistência aumenta exponencialmente em relação a redução de porosidade, seja essa diminuição ocasionada por compactação ou por empacotamento das partículas. A diminuição de vazios aumenta a proximidade entre os grãos, aumentando o atrito e facilitando o efeito de cimentação.

A CV se mostrou muito eficiente como adição para estabilização deste solo, mesmo em traços sem a adição de cimento e com energias semelhantes se obteve resultados superiores, isso se deve provavelmente em função de como demonstrado no estudo do empacotamento a CV adicionada em proporção adequada, compôs a distribuição granulométrica da mistura, reduzindo o índice de vazios.

A relação de porosidade por volume de cimento foi efetiva, para determinar a resistência a compressão, apesar de algumas ressalvas, como o fato de não se considerar a variação de porosidade com a idade. Demonstrou ser de todos os métodos de dosagem o mais trabalhoso e complexo, para obter os mesmos resultados que outros métodos muito menos onerosos, como os indicados pela ET- 35 (ABNT, 2004). De todos os métodos o que se mostrou mais efetivo foi o recomendado pela ATIC (1993), que além de considerar o teor de cimento em relação ao tipo de solo, leva em consideração a energia de compactação para determinar o teor de adição a ser utilizado.

REFERÊNCIAS

ABBAS, M. **Conservation Area Appraisal, North Dorset**. 2014. Disponível em: <<https://www.dorsetforyou.gov.uk/article/396822/Conservation-areas---North-Dorset/>>. Acesso em: 29 Out. 2016.

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

ABREU, M. **Imagens de Portugal cidade de Mértola**. Portugal, 2016. Disponível em: <<http://www.imagesofportugal.net/-/stock-images/castles/page/2/>>. Acesso em: 29 Out. 2016.

ANDREASEN, AH Mn; ANDERSEN, J. Relation between grain size and interstitial space in products of unconsolidated granules. **Kolloid-Zeitschrift**, v. 50, n. 3, p. 217-228, 1930.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457**: Versão corrigida. Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459**: Versão Corrigida. Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180**: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181**: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7182**: Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 2016e.

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

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D3282**. Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction. EUA, 2004.

CAMACHO A.L.D; CAMACHO, D. L. D. MANCIO, M. **Avaliação da reatividade da inza volante através do método sonoquímico**. Matéria, 2018.

CHAN, C. M.; MOKHTAR, M. **Settlement control of soft ground using cement-ricehusk stabilization**. Civil Engineering Dimension, v. 14, nº 2, p. 69-76, 2012.

CONSOLI, N. C.; ROSA, A. D.; CORTE, M. B.; LOPES Jr., L. S.; CONSOLI, B. S. **Porosity/cement ratio controlling strength of artificially cemented clays**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 23, nº 8, p. 1249-1254, 2011.

DAL MOLIN, D. C. C. **Adições minerais** in: G. C. Isaia, Ed., *Concreto: ciência e tecnologia*, S. Paulo, IBRACON, (2011) 261-309.

FERNANDES, M. **A taipa no mundo**. Centro de Estudos Arqueológicos das Universidades de Coimbra e Porto/Campo Arqueológico de Mértola, CEAUCP/CAM. DigitAR, v 1 p. 14-21, 2013.

FONINI, A. **Comportamento mecânico de uma areia cimentada: análise experimental e micromecânica**. 210 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2012.

FRANK, P.; RAYMOND, S.; GROETZINGER, J. **Para entender a terra**. Ed. Bookman, Ed. 6ª, Porto Alegre, 2013.

FULLER, W. B.; THOMPSON, S. E. **The laws of proportioning concrete**. Transactions of ASCE v. 59 p.67-143, 1907.

FUNK, James E.; DINGER, Dennis. **Predictive process control of crowded particulate suspensions: applied to ceramic manufacturing**. Springer Science & Business Media, 1994.

FURNAS, C. C. Grading aggregates-I.-Mathematical relations for beds of broken solids of maximum density. **Industrial & Engineering Chemistry**, v. 23, n. 9, p. 1052-1058, 1931.

LEON, H. B. **O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/Civ) como parâmetro de estado para areias cimentadas**. 2018. 132f. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2018.

IBEIRO, L. D. **Estudo da distribuição dimensional de poros e da condutividade hidráulica de solos arenosos compactados tratados com cal e cimento**. 173 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2006.

MARQUES, S. F. V. **Comportamento de uma areia artificialmente cimentada até altas tensões de confinamento**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

MEHTA, P.K., MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2ª Ed. São Paulo: IBRACON, 2014.

MORETT, H. T. **A importância da inserção dos sistemas construtivos de solo-cimento no processo de industrialização da construção**. 2003. 213f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura). Programa de Pós-Graduação em Arquitetura. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ/CT COOPE, Rio de Janeiro, 2003.

OLIVEIRA, I, R.; STUDART, A. R; PILEGGI, R G.; PANDOLFELLI, V. C. **Dispersão e empacotamento de partículas**. São Paulo, Editora Fazendo arte,2000.

Oliver, M.; El Gharbi, AZ; Adan, W. **Proposta de um dsaisai padrão para blocos de terra compactados**. Lyon: Laboratoire Geomateriaux, ENTPE, 1995, 13p. Documento de trabalho provisório.

ORTEGA S. F.; PILEGGI R. G.; SEPULVEDA P.; PANDOLFELLI V. C. **Influência dos Modelos de Alfred e de Andreasen Sobre a Microestrutura e Densidade a Verde de Compactos Cerâmicos Obtidos por Colagem ou Prensagem**. Departamento de Engenharia de Materiais, DEMa-UFSCAR. São Paulo, 1997.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3ª Ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PINTO, E. S. **Solo-cimento compactado: proposta de métodos de ensaio para dosagem e caracterização física e mecânica**. 207f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Artes e Comunicação, Bauru, 2016.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010

PROCTOR, Ralph R. Fundamental principles of soil compaction. **Engineering News Record**, v. 111, n. 9, p. 245-248, 1933.

RIOS, S.; FONSECA, V.; BAUDET, B. **The effect of the porosity/cement ratio on the compression behaviour of cemented soil**. Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, v. 138, nº 11, p. 1422-1426, 2012.

ROSA, D. A. **Validação da relação vazios/cimento na estimativa da resistência à compressão simples do caulim artificialmente cimentado**. 79f. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, 2010.

SACHETTI, A. S. **Nova abordagem para previsão de parâmetros de resistência ao cisalhamento de uma areia artificialmente cimentada**. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

TALBOT, A. N.; RICHART, F. E. **The strength of concrete in relation to the cement aggregates and water**. Bulletin nº 137, University of Illinois, Engineering Experiment Station, v. 21, nº 7, 1923.

TAYLOR, D. **Fundamentals of Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1948.

THOMPSON, M. R. **Split-Tensile Strength of Lime-Stabilized Soils**. Highway Research Record, Washington, D. C. v.92, p.69-82, 1965.

THOMÉ, A.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Influência do tempo de cura sobre as reações pozolânicas em um solo estabilizado com resíduos industriais. Congresso, ABMS, 1999.

TORGAL, F. P.; JALALI, S. **A sustentabilidade dos materiais de construção**. Ed. Universidade do Minho. TecMinho, Portugal, 2010.

VARGAS, A. S.; DAL MOLIN, D. C. C.; VILELA, A. C. F.; JALALI, S.; GOMES, J. C. **Cinzas volantes álcali-ativadas com solução combinada de NaOH e Ca(OH)₂**. Matéria v. 12, nº 3, p. 462-469, 2007.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. Editora McGraw-Hill, São Paulo, 1978.

VILLIBOR, Douglas Fadul. **Estabilização granulométrica ou mecânica**. EESC-STT, 1982.

VITALI, O. P. M. **Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência**. 152f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, especialização em Geotecnia), Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2008.

WALKER, P. J.; DOBSON, S. **Pullout tests on deformed and plain rebars in cement-stabilized rammed earth**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 13, nº 4, p. 291-297, 2001.

ZANIN, N. Z. **Abrigo na natureza: construção Mbyá-Guarani, sustentabilidade e intervenções externas**. 2006. 178f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2006.

ZANOTO, E. D.; MIGLIORE, A. R. Revista cerâmica universidade de são Carlos, são Paulo edição 37 pg 247 1991.

YODER, E. J. **Principles of soil stabilization**. Technical Report University Lafayette, Indiana, 26p. 1957.

INGLES, O.G.; METCALF, J.B. Soil stabilization - principles and practice. Sydney: Butterworks, 1972.

DAMINELI, B. L. **Conceitos para formulação de concretos com baixo consumo de ligantes: controle reológico, empacotamento e dispersão de partículas**. São Paulo, 2013. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

ABRAMS, D. A. **Design of concrete mixtures**. Structural Materials Research Laboratory. Chicago: Lewis Institute, 1919.