

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ANDREI WICKROSKI SALES
DANIEL DONADI RIBEIRO
KAIO DIAS NERY**

**EFEITOS DA ADIÇÃO DE CIMENTO E DE CAL EM UM SOLO DA
REGIÃO DE CURITIBA PARA FINS DE PAVIMENTAÇÃO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2017

ANDREI WICKROSKI SALES

DANIEL DONADI RIBEIRO

KAIO DIAS NERY

**EFEITOS DA ADIÇÃO DE CIMENTO E DE CAL EM UM SOLO DA
REGIÃO DE CURITIBA PARA FINS DE PAVIMENTAÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado á disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso, do Curso Superior de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Prof. Dra. Amanda Dalla Rosa Johann.

CURITIBA

2017



Ministério da Educação

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

Campus Curitiba – Sede Ecoville

Departamento Acadêmico de Construção Civil

Curso de Engenharia Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

EFEITOS DA ADIÇÃO DE CIMENTO E DE CAL EM UM SOLO DA REGIÃO DE CURITIBA PARA FINS DE PAVIMENTAÇÃO

Por

ANDREI WICKROSKI SALES

DANIEL DONADI RIBEIRO

KAIO DIAS NERY

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido no primeiro semestre de 2017 e aprovado pela seguinte banca de avaliação:

Orientador – Amanda Dalla Rosa Johann, Dra.
UTFPR

Prof. Rogério Francisco Kuster Puppi, Dr.
UTFPR

Prof. Ronaldo Luis dos Santos Izzo, Dr.
UTFPR

OBS.: O documento assinado encontra-se em posse da coordenação do curso.

Dedicamos este trabalho aos nossos pais.

AGRADECIMENTOS

À Prof. Dra. Amanda Dalla Rosa Johann, orientadora desse estudo, que tem como principais características a imensa disposição em dividir conhecimento e em apoiar, seja com auxílio direto ou muitas vezes com palavras de incentivo.

Aos professores D.Sc. Ronaldo Luis S. Izzo, Dr. Rogério Francisco Kuster Puppi, pelas importantes sugestões e contribuições, essenciais para o desenvolvimento dessa pesquisa.

Ao técnico de laboratório e amigo Felipe Perreto que contribuiu imensamente para com os ensaios, doando seu tempo, experiência e constante boa vontade.

A Jair Arrieta Baldovino, Eclesielter Moreira e especialmente a Wagner Teixeira, alunos de mestrado do PPGEC – UTFPR – Curitiba, que sempre demonstraram solicitude e bom grado em auxiliar com experiência e valiosos conselhos.

A Dyego Bertoldi Aureliano, pela compreensão e flexibilidade dispendida aos horários de estágio, cruciais para a finalização do trabalho, além da presteza em ajudar como possível.

E por último e absolutamente não menos importante, aos nossos pais que próximos ou distantes, contribuíram com o apoio essencial e diário provindo de algo que não tem outro nome se não amor incondicional.

“Se o seu problema tem solução, então não há com o que se preocupar e se o seu problema não tem solução, toda a preocupação será em vão.”

(Provérbio Tibetano)

RESUMO

NERY, Kaio; RIBEIRO, Daniel; SALES, Andrei. **Efeitos da Adição de Cimento e de Cal em um Solo da Região de Curitiba para Fins de Pavimentação**. 2017. 91 pp. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2017.

Em vista da necessidade de mitigar os impactos ambientais e reduzir o uso dos recursos naturais com a exploração de jazidas para construção de fundações de obras viárias, a viabilidade da utilização do material original disponível figura grande importância. O melhoramento das qualidades mecânicas do solo original através de adições de aglomerantes dispensa a troca de material de suporte, podendo haver assim, uma grande economia para a execução da obra. Tal alternativa se justifica pelo fato de que em geral a movimentação de solos representa grande ônus monetário para empreendimentos viários. O objeto de estudo deste trabalho é um solo sedimentar da região de Curitiba, pertencente à Formação Guabirota. Para o material, será testada a adição de cimento em determinados teores e analisada sua resistência mecânica a fim de comparação com análise realizada no mesmo solo acrescido de cal hidratada. Os resultados obtidos demonstram uma considerável melhora das condições mecânicas das misturas em relação ao solo natural, destacando contudo, a melhor eficiência para as misturas de solo-cimento.

Palavras-chave: Solo Sedimentar. Solo-cimento. Solo-cal. Pavimentação. Resistência. CBR.

ABSTRACT

NERY, Kaio; RIBEIRO, Daniel; SALES, Andrei. **Effects of Cement and Hydrated Lime Addition on a Soil from the Curitiba Region for Pavements.** 2017. 91 pp. Undergraduate Thesis (Bachelor of Civil Engineering) - Federal Technology University of Paraná. Curitiba, 2017.

In view of the need to mitigate environmental impacts and reduce the use of natural resources through the exploitation of deposits aimed to road works foundations, the feasibility of using the original material available is of great importance. The mechanical qualities improvement on the original soil through additions of binders does not require the exchange of support material, which can thus mean a great reduction on the works execution budget. This alternative is justified by the fact that, in general, the transport of soils represents a great monetary burden for road projects. The study object of this work is a sedimentary soil from the region of Curitiba, belonging to the Guabirota formation. For the material, it will be tested the addition of cement at certain levels for the analysis of its mechanical resistance in order to compare with the same study performed on the soil with the addition of hydrated lime. The results obtained demonstrate a considerable improvement on the condition of the mixtures in comparison to the natural soil, highlighting however, the greater efficiency achieved by the soil-cement mixtures.

Keywords: Sedimentary Soil. Sedimentary Soil-cement. Soil-lime. Paving. Resistance. CBR.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 - Formação Guabirotuba na região metropolitana de Curitiba. | 20 |
| Figura 2 - Estrutura tipo de pavimento rígido. | 27 |
| Figura 3 - Estrutura tipo de pavimento flexível. | 28 |
| Figura 4 - Seção transversal pavimento. | 29 |
| Figura 5 - Efeito do teor de cimento na resistência para vários tipos de solo. | 33 |
| Figura 6 - Aumento da resistência à compressão x período de cura. | 35 |
| Figura 7 - Perda de resistência devido à demora na compactação..... | 36 |
| Figura 8 - Aglomeração e floculação (PRUSINSKI & BHATTACHARJA, 1999 apud SILVA, 2016)..... | 41 |
| Figura 9 - Profundidade em que o solo foi coletado..... | 44 |
| Figura 10 - Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland. | 48 |
| Figura 11 - Molde cilíndrico modificado utilizado em RCS. | 53 |
| Figura 12 - Prensa EMIC, modelo DL 30000N..... | 54 |
| Figura 13 - Amostras de CBR retiradas da imersão..... | 55 |
| Figura 14 - Amostra de CBR sendo submetida ao ensaio de penetração..... | 55 |
| Figura 15 - Relação da Altura de Queda com a Leitura do Densímetro..... | 60 |
| Figura 16 - Curva Granulométrica do solo natural..... | 60 |
| Figura 17 - LL do Solo Natural. | 62 |
| Figura 18 - Curva de compactação para solo natural..... | 66 |
| Figura 19 - Curva de compactação para solo-cimento..... | 67 |
| Figura 20 - Curva de compactação para solo-cal..... | 68 |
| Figura 21 - Curvas de compactação obtidas..... | 69 |
| Figura 22 - Resultados de RCS obtidos para as estabilizações estudadas. | 70 |
| Figura 23 - Curvas de Tensão x Deformação para 3, 5, 7 e 9% de adição de cal ao solo..... | 78 |
| Figura 24 - Curvas de Tensão x Deformação para 0, 3, 5, 7 e 9% de adição de cimento ao solo. | 78 |
| Figura 25 - Expansão dos corpos de prova de Solo-Cimento em moldes de CBR. ... | 79 |
| Figura 26 - Expansão dos corpos de prova de Solo-Cal em moldes de CBR. | 80 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|---|----|
| Quadro 1 - Peso Específico da Água em Função da Temperatura (Valores em gF/cm ³)..... | 57 |
| Quadro 2 - Classificação dos solos em função dos (IP) e (LL)..... | 64 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1 - Faixas de Composição Granulométrica para base..... | 25 |
| Tabela 2 - Teor de cimento sugerido para ensaio de compactação solo-cimento..... | 37 |
| Tabela 3 - Previsão do teor de cal em função do tipo de solo..... | 42 |
| Tabela 4 - Cal Hidratada – Exigências Químicas..... | 46 |
| Tabela 5 - Cal Hidratada – Exigências Físicas..... | 46 |
| Tabela 6 - Composição do cimento Portland de alta resistência inicial..... | 47 |
| Tabela 7 - Resistência cimento Portland de alta resistência inicial..... | 48 |
| Tabela 8 - Relação teor de umidade x peso específico o aparente seco..... | 51 |
| Tabela 9 - Dados do Ensaio de Massa Específica Real dos Grãos..... | 57 |
| Tabela 10 - Dados do Ensaio de granulometria por lavagem de material nas peneiras..... | 58 |
| Tabela - 11 Dados do Ensaio de Granulometria por Sedimentação..... | 58 |
| Tabela 12 - Dados da Calibração do Densímetro..... | 59 |
| Tabela 13 - Composição Granulométrica do Solo Natural..... | 61 |
| Tabela 14 - Dados da Determinação do LL do Solo Natural..... | 61 |
| Tabela 15 - Resultado dos ensaios de LL do solo com adição de cal..... | 62 |
| Tabela 16 - Resultado dos ensaios de LL do solo com adição de cimento..... | 62 |
| Tabela 17 - Dados da Determinação do LP do Solo Natural..... | 63 |
| Tabela 18 - Resultado dos ensaios de LP do solo com adição de cal..... | 63 |
| Tabela 19 - Resultado dos ensaios de LP do solo com adição de cimento..... | 63 |
| Tabela 20 - Resumo dos Ensaio LL e LP, e Determinação do IP para Solo-Cal..... | 64 |
| Tabela 21 - Resumo dos Ensaio LL e LP, e Determinação do IP para Solo-Cimento..... | 64 |
| Tabela 22- Dados da determinação da massa específica para solo natural..... | 65 |
| Tabela 23 - Dados da determinação da massa específica para solo cimento..... | 66 |
| Tabela 24 - Dados da Determinação do Peso Específico para solo cal..... | 67 |
| Tabela 25 - Resultado de RCS dos corpos de prova (MPa)..... | 69 |
| Tabela 26 - Comparação de RCS solo-cimento em relação à RCS solo-cal..... | 71 |
| Tabela 27 - Limites para aceite da mistura pelo DER/PR ES-P 11/05..... | 71 |
| Tabela 28 - Limites para aceite da mistura pelo DNIT 143/10 e 058/04..... | 71 |
| Tabela 29 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo natural..... | 72 |
| Tabela 30 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cal 3%..... | 72 |
| Tabela 31 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cal 5%..... | 73 |
| Tabela 32 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cal 7%..... | 73 |
| Tabela 33 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cal 9%..... | 74 |
| Tabela 34 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cimento 3%..... | 74 |
| Tabela 35 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cimento 5%..... | 75 |

| | |
|---|----|
| Tabela 36 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cimento 7%. | 75 |
| Tabela 37 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cimento 9% | 75 |
| Tabela 38 - Resultados do Ensaio de CBR – Amostras de Solo-Cimento. | 76 |
| Tabela 39 - Resultados do Ensaio de CBR – Amostras de Solo-Cal. | 76 |
| Tabela 40 - Aumento do CBR em relação aos valores para o solo natural. | 77 |
| Tabela 41 - Expansão das amostras de Solo-Cimento. | 79 |
| Tabela 42 - Expansão das amostras de Solo-Cal. | 79 |
| Tabela 43 - Especificações do DNIT para CBR e expansão. | 80 |

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E ACRÔNIMOS.

| | |
|-------|--|
| ABCP | Associação Brasileira de Cimento Portland |
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ATIC | Associação Técnica da Indústria do Cimento |
| ASTM | American Society for Testing and Materials |
| DER | Departamento de Estradas e Rodagem |
| DNER | Departamento Nacional de Estradas de Rodagem |
| DNIT | Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes |
| ISC | Índice de Suporte Califórnia |
| IP | Índice de Plasticidade |
| CBR | California Bearing Ratio |
| CIC | Cidade Industrial de Curitiba |
| CP | Corpo de Prova |
| LL | Limite de Liquidez |
| LP | Limite de Plasticidade |
| MFQ | Método Físico Químico |
| MPA | Mega Pascal |
| NBR | Norma Brasileira |
| PCA | Associação de Cimento Portland |
| RCS | Resistencia à Compressão Simples |
| UTFPR | Universidade Tecnológica Federal do Paraná |

SUMÁRIO

| | |
|--|-----------|
| 1 INTRODUÇÃO | 14 |
| 1.1 OBJETIVOS..... | 15 |
| 1.1.1 Objetivo Geral..... | 15 |
| 1.1.2 Objetivos Específicos..... | 15 |
| 1.2 JUSTIFICATIVA..... | 15 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 17 |
| 2.1 SOLOS..... | 17 |
| 2.2 TIPOS DE SOLOS..... | 17 |
| 2.2.1 Solos Residuais | 18 |
| 2.2.2 Solos Transportados..... | 18 |
| 2.2.3 Solos Orgânicos..... | 18 |
| 2.2.4 Solos Pedogênicos | 19 |
| 2.3 FORMAÇÃO GUABIROTUBA..... | 19 |
| 2.4 ESTABILIZAÇÕES DO SOLO | 21 |
| 2.4.1 Conceito de Estabilização..... | 21 |
| 2.4.2 Estabilização mecânica | 23 |
| 2.4.3 Estabilização Granulométrica | 24 |
| 2.4.4 Estabilização Química | 25 |
| 2.5 PAVIMENTAÇÃO | 26 |
| 2.6 CLASSIFICAÇÃO DOS PAVIMENTOS | 27 |
| 2.7 ESTRUTURAS DOS PAVIMENTOS..... | 28 |
| 2.7.1 Revestimento..... | 29 |
| 2.7.2 Base..... | 30 |
| 2.7.3 Sub-Base | 30 |
| 2.7.4 Reforço do Subleito | 30 |
| 2.7.5 Regularização do Pavimento | 30 |
| 2.7.6 Subleito..... | 30 |
| 2.8 SOLO-CIMENTO APLICADO A PAVIMENTOS | 30 |
| 2.8.1 Solo-cimento..... | 31 |
| 2.8.2 Histórico da técnica no Brasil..... | 31 |
| 2.8.3 Conceitos relevantes em misturas solo-cimento..... | 32 |
| 2.8.4 Métodos de dosagem de solo-cimento | 36 |
| 2.9 SOLO-CAL APLICADO A PAVIMENTOS | 38 |
| 2.9.1 Solo-cal..... | 39 |
| 2.9.2 Histórico de aplicação da técnica..... | 39 |
| 2.9.3 Conceitos relevantes em misturas solo-cal..... | 40 |
| 2.9.4 Métodos de dosagem de solo-cal | 42 |
| 3 MATERIAIS E MÉTODOS..... | 43 |

| | |
|--|-----------|
| 3.1 MATERIAIS..... | 43 |
| 3.1.1 Solo..... | 44 |
| 3.1.2 Cal | 44 |
| 3.1.2.1 Cal virgem..... | 45 |
| 3.1.2.2 Cal hidratada..... | 45 |
| 3.1.3 Cimento | 46 |
| 3.1.4 Água | 48 |
| 3.2 MÉTODOS..... | 49 |
| 3.2.1 Ensaio de Caracterização..... | 49 |
| 3.2.1.1 Ensaio de granulometria | 49 |
| 3.2.1.2 Ensaio de massa específica real dos grãos..... | 49 |
| 3.2.1.3 Ensaio limites de Atterberg | 50 |
| 3.2.1.4 Ensaio de compactação..... | 50 |
| 3.2.2 Moldagem e cura dos corpos de prova..... | 51 |
| 3.2.3 Ensaio de Resistência á Compressão Simples..... | 53 |
| 3.2.4 Ensaio CBR | 54 |
| 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS | 56 |
| 4.1 MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS | 57 |
| 4.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA | 58 |
| 4.2.1 Análise granulométrica por peneiramento | 58 |
| 4.2.2 Análise granulométrica por sedimentação | 58 |
| 4.2.3 Curva Granulométrica..... | 60 |
| 4.3 LIMITES DE ATTERBERG | 61 |
| 4.3.1 Limite de Liquidez..... | 61 |
| 4.3.2 Limite de Plasticidade..... | 63 |
| 4.3.3 Índice de Plasticidade | 63 |
| 4.4 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO | 65 |
| 4.5 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS) | 69 |
| 4.5.1 RCS para solo natural..... | 72 |
| 4.5.2 RCS para solo-cal..... | 72 |
| 4.5.3 RCS para solo-cimento..... | 74 |
| 4.6 ENSAIO CBR E EXPANSÃO..... | 76 |
| 4.6.1 CBR | 76 |
| 4.6.2 Análise de CBR e Expansão..... | 80 |
| 5 CONCLUSÕES | 82 |
| 6 SUGESTÕES FUTURAS | 84 |

1 INTRODUÇÃO

Mediante à elevada escala de crescimento populacional e consequente ocupação do espaço em proporcional ordem de grandeza, atribui-se ao ramo da engenharia civil a tarefa de resolver tais questões assegurando melhor aproveitamento de recursos, mitigação de impactos e melhores resultados, tanto em termos de segurança e qualidade quanto financeiros.

Inseridos nesta problemática, estão por motivos evidentes, trabalhos de fundações, taludes, pavimentações e obras viárias em geral, para os quais, em virtude de satisfazer requisitos de projeto, tem-se como principais aspectos a serem considerados, o comportamento e as propriedades do solo compactado. Ainda nesse contexto, para características do solo que inviabilizariam a execução de obras tais, há correspondentes soluções de engenharia que possibilitam o tratamento e estabilização de áreas consideradas impróprias.

É possível elencar alguns métodos de tratamento e viabilização do solo tais como: reforço dos solos com geossintéticos, drenos verticais e sobrecarga, colunas granulares e tratamento de solos com mistura de aglomerantes. O último será abordado neste trabalho para estudar o tratamento de um solo destinado à pavimentação.

O solo quando tratado com aglomerante tem uma melhora na sua capacidade de suporte, adquirindo uma resistência e rigidez maior quando comparado ao solo natural (SPECHT, 2000).

Ainda que o método não seja inovação, o estudo da mistura solo-aglomerante é de grande importância na análise do comportamento do solo para os aspectos relativos à compressibilidade, adensamento e resistência à compressão, além da otimização da composição em termos de proporção e opção de material.

Segundo MILANI e FREIRE (2006), quando se estabiliza o solo com aglomerante, ocorrem reações de hidratação dos silicatos e aluminatos presente no material que proporcionam a formação de um gel que preenche os vazios da massa unindo os grãos adjacentes, dando-lhe resistência inicial.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar e comparar o comportamento mecânico de um solo da formação Guabirota estabilizado com cimento e com cal, através de ensaios de Índice Suporte Califórnia (ISC) e de resistência à compressão simples.

1.1.2 Objetivos Específicos

Conforme definição do Objetivo geral foram definidos os objetivos específicos apresentados abaixo:

- Caracterização do solo, cal e cimento;
- Realizar ensaio de índice de Suporte Califórnia – ISC (CBR);
- Realizar ensaio de resistência à compressão simples;
- Comparar os resultados com as normas do DNER e DNIT;

1.2 JUSTIFICATIVA

Em meio a vários métodos existentes a respeito da otimização das propriedades do solo, destacam-se aqueles voltados à estabilização do mesmo, seja por efeitos da adição da cal, cimento, materiais betuminosos ou outros aditivos químicos. O propósito de tal mescla de materiais se resume basicamente ao incremento da capacidade de resistência mecânica e obtenção de índices de deformabilidade adequados às funções de fundações superficiais, aterros, base e sub-base de pavimentação.

A aplicação desta alternativa geotécnica se justifica, devido à possibilidade de baratear a obra, uma vez que pode substituir a utilização do agregado graúdo, o qual tem seu custo potencializado pelo transporte, em casos de elevada distância entre a jazida e o local de aproveitamento.

O fator ambiental também se mostra relevante, sendo que o impacto consequente da exploração de jazidas minerais seria reduzido (MONTE, 2012 p.11). Além de possibilitar correções de granulometria, índices de permeabilidade e

plastificação do solo provendo um incremento de durabilidade do mesmo (OLIVEIRA, 2011 p.2).

No Brasil ressalta-se o emprego da técnica de melhoramento do solo com adição de cimento e cal, na realização das camadas de sub-base e base, que constituem a fundação de pavimentos asfálticos, tal estrutura tem por função, resistir às solicitações introduzidas pelo tráfego de veículos sobre a pista de rolamento (PARENTE, 2002; SENÇO, 2001).

O modelo adequado de estabilização do solo se relaciona diretamente com os parâmetros geotécnicos e condições físico-químicas do mesmo, nessas condições o presente estudo se propõe a tratar uma amostra de solo presente na região de Curitiba, com a adições de cimento e de cal em determinados teores, quantificando sua resistência mecânica e propriedades de expansibilidade.

As conclusões obtidas através do presente estudo podem ser utilizadas como ferramentas pelos profissionais ligados a engenharia geotécnica, no sentido de fornecer dados que fundamentem estratégias de obras, contribuirá para a sociedade como um todo, uma vez que aprofunda uma técnica que possibilita a execução de pavimentos e fundações superficiais presando os fatores ambientais e econômicos, e por fim aos autores, proporcionando uma experiência de pesquisa em uma ciência complexa e absolutamente necessária na aplicação da engenharia civil.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS

Os solos são materiais resultantes da decomposição química ou desintegração física de rochas da crosta terrestre. O principal agente da decomposição química é a água, e os mais importantes mecanismos de ataque são a oxidação, hidratação, carbonatação e efeitos químicos da vegetação. Já na desintegração física os agentes são a água, vento, temperatura e vegetação. Rochas que sofrem mais desintegração física tendem a tornar solos mais granulares, e rochas que sofrem mais decomposição química tendem a formar solos mais argilosos (CAPUTO, 1989).

Na formação do solo não existem apenas partículas sólidas do material de origem da rocha matriz, o solo contém partes gasosas, líquidas e de materiais orgânicos. As partículas em geral encontram-se livres para deslocamento, podendo haver uma pequena cimentação entre si, mas em um grau de ligação mais baixo em relação aos encontrados em uma rocha (PINTO, 2006).

O solo para engenharia civil é o material da crosta terrestre que serve de suporte. Pode ser arrimado, perfurado e escavado. Não oferece resistência irremovível à escavação mecânica, pode ser escavado com pá ou escavadeira, sem a necessidade de explosivos. Em contato prolongado com a água pode vir a perder totalmente sua resistência (VARGAS, 1977).

2.2 TIPOS DE SOLOS

Para Vargas (1977), os solos seriam divididos em quatro grandes grupos que são: residuais, transportados, orgânicos e pedogênicos. Nessa classificação leva-se em consideração, mesmo que em segundo plano, características da genética do solo como: natureza da rocha matriz, clima, topografia e processos orgânicos. Sendo assim qualquer classificação tem sua validade restrita a cada meio ambiente.

2.2.1 Solos Residuais

De acordo com Pinto (2006), solos residuais são aqueles que se encontram no mesmo local em que se formaram e, para que ocorram, a velocidade da decomposição da rocha deve ser maior que a velocidade de agentes externos transportadores de material. A velocidade de decomposição da rocha depende de fatores como temperatura, chuvas e vegetação. Essas características são próprias de regiões tropicais, justificando a vasta ocorrência deste tipo de solo no Brasil.

Os solos residuais subdividem-se em horizontes de intensidade de intemperismo, normalmente da superfície para o fundo. A transição de um horizonte para outro é gradativa, sendo que a identificação de sua separação pode ser arbitrária (VARGAS, 1977).

2.2.2 Solos Transportados

De acordo com Badillo e Rodriguez (1975), solos transportados são solos que foram removidos dos locais de formação por algum agente intempérico ou foi carregado pela atividade gravitacional. Não tem relação genética alguma com o solo ou rocha em que está sobreposto, em geral um solo transportado está disposto em perfil estratificado, notando-se pela sequência de colocação e espessura dos estratos.

Sua formação depende de agentes transportadores, quando transportado por água são chamados de aluvionares, por vento são eólicos, coluvionares por gravidade e glaciares por geleiras. A textura do solo pode variar conforme o agente transportador e a distância de transporte (CAPUTO, 1983).

2.2.3 Solos Orgânicos

Para Vargas (1977), solos orgânicos são decorrentes da decomposição de material orgânico de origem animal e vegetal, material esse chamado de húmus, incluindo camadas de argila, silte e areia fina. Também existe a ocorrência de turfas, que podem ser encontradas nos vales entre espigões de serra e nos planaltos próximos a região costeira.

Solos orgânicos geralmente são muito problemáticos. Por sua característica orgânica apresentam elevados índices de vazios, e por serem de sedimentação

recente, normalmente adensados, possuem baixa capacidade de suporte e considerável compressibilidade (PINTO, 2006).

2.2.4 Solos Pedogênicos

Vargas (1977) cita como solos pedogênicos os superficiais, que são aráveis e tem grande importância para a agricultura, e os porosos, que através da alternância climática resultou a criação desse tipo de solo que é o capeamento de enorme área do planalto do Centro-Sul brasileiro.

Estes têm importância para os engenheiros rodoviários, que lidam com solos superficiais para construção de pavimentos, taludes e barragens. Com grande ocorrência no Brasil são os solos lateríticos, possuem elevados índices de vazios, mas quando compactados eleva-se consideravelmente sua capacidade de suporte (PINTO, 2006).

2.3 FORMAÇÃO GUABIROTUBA

A Formação Guabirota está inserida na Bacia Sedimentar de Curitiba, a qual é a principal unidade estratigráfica e abrange a maior parte da capital paranaense e região metropolitana com aproximadamente 3000 km² de área (KORMANN, 2002). Na Figura 1 está apresentada a distribuição e localização da Formação Guabirota.

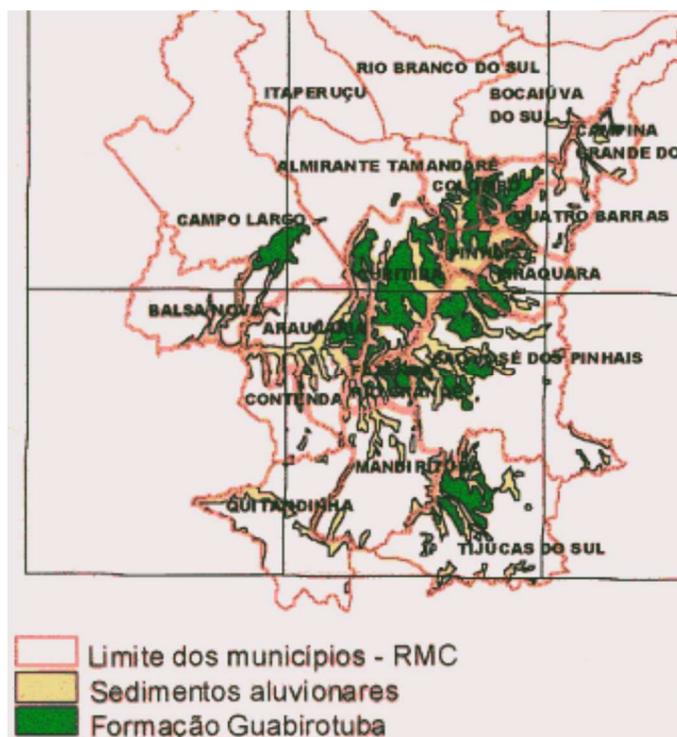


Figura 1 - Formação Guabirotuba na região metropolitana de Curitiba.
Fonte: Adaptado de Felipe (2011).

Formação Guabirotuba consiste em sedimentos depositados em um intervalo de 23 a 1,8 milhões de anos, compreendendo os períodos do Paleógeno ao Quaternário, em um abatimento de rocha gerado por falhas em forma de bacia, tendo início no Cretáceo. Sua primeira descrição foi feita em um bairro ao leste de Curitiba de nome Guabirotuba por Bigarella e Salamuni (1962) citado em Felipe (2011). A origem dos sedimentos vem da decomposição química de rochas Pré-Cambrianas (FELIPE, 2011).

Felipe (2011) afirma que os sedimentos da Formação Guabirotuba atingem espessuras na ordem de 60-80 metros e compreendem sequências litológicas nas quais predominam argilas e areias arcoseanas com 20-40% de feldspato. Ainda afirma o autor que a parte basal é constituída, por vezes, de cascalhos e arcósios que possuem granulometria grosseira. A camada sedimentar se dispõe sobre rochas do Complexo Atuba, e ainda pode ocorrer com facilidade a concentração de carbonato de cálcio junto aos sedimentos.

2.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

2.4.1 Conceito de Estabilização

Segundo Lambe & Whitman (1969), em tempos passados, quando se deparava com impasses relacionados à qualidade do solo para o estabelecimento de pavimentação rodoviária, as principais e mais comuns medidas a serem tomadas eram:

- a) remoção do material original e substituição por outro com propriedades e qualidade adequadas ao empreendimento;
- b) evitar a área com material inadequado e adaptar o projeto para um outro local.

Embora tais opções ainda se apliquem atualmente, para Ferraz (1994), quando há uma racionalização dos materiais originais encontrados, é possível a obtenção de melhores resultados em termos da qualidade de pistas de rolamento das vias e uma potencial redução de custos atrelados à logística e à execução em si.

Em tal contexto se insere a estabilização de solos, que, em seu significado mais amplo, é definido por Lambe & Whitman (1969, p. 514), como a “alteração de qualquer propriedade de um solo para melhorar sua performance de engenharia” de modo a satisfazer as exigências das solicitações previstas. Tem-se, portanto, que o aumento da resistência e da durabilidade perante ao tráfego e condições climáticas variáveis são resultados esperados quando aplicadas técnicas de estabilização (VOGT, 1971).

Segundo Lopes (2002), quantitativamente, a estabilização se associa diretamente aos valores numéricos de resistência e durabilidade.

Reiterando a conceituação, para Pinto (2008), a estabilização de solos envolve todo processo que se dá de forma natural e ou artificial para o aumento dos valores de resistência e durabilidade, garantindo às obras de engenharia rodoviária a manutenção destas condições de melhoria ao longo da vida útil. Ainda, se tem como melhoramento do solo a adição de misturas com propósito de alterar outras propriedades como plasticidade e expansão ou contração.

Para se alcançar os valores de resistência esperados é preciso lidar com a granulometria, compacidade e umidade do solo alterando parâmetros de coesão, ângulo de atrito interno ou de ambos (CAPUTO, 2011).

Dentre as ações para o aprimoramento do solo há a compactação, correção granulométrica e de plasticidade, além da adição de outros elementos com finalidade de prover coesão através da cimentação ou aglutinação das partículas componentes. A resistência a cargas e à erosão são sempre desejadas (VARGAS, (1978).

Para Van Impe (1989), estabiliza-se o solo de acordo com a necessidade da solicitação e ou com o período de duração da etapa da obra em questão. Sendo assim os processos podem ser definidos como temporários ou ainda permanentes, estes sem ou com a adição de outros elementos.

Segundo Oliveira, (1994) quando do caso de temporariedade, o processo limita-se a atender ao tempo em que a atividade é executada, como nos casos de rebaixamento do nível de lençol freático por drenos ou eletro-osmose ou também no congelamento de solos.

Em casos de estabilização permanente sem adição, as técnicas usadas são de tratamento térmico e compactação. Esta podendo ser executada de forma superficial, profunda ou com uso de explosivos. (VAN IMPE, 1989).

Já para a estabilização permanente com adição, é comum a utilização em conjunto da compactação e o acréscimo de outro material. Como exemplos dessa aplicação pode-se destacar o emprego de colunas de areia ou brita, injeção de composto estabilizante, utilização de drenos verticais, geossintéticos e tiras metálicas para reforço e por fim a estabilização com mistura de cal e ou cimento (VAN IMPE, 1989).

Estabilizar um solo envolve lidar com as propriedades de resistência mecânica do mesmo e de suplementar mecanicamente, fisicamente e quimicamente as necessidades desta resistência para um determinado uso. A escolha de um método em bases econômicas e práticas para o estudo dos materiais necessários à suplementação desejada, consiste geralmente na realização de considerações relacionada a custos para material, aplicação e para a compactação (CORDEIRO, 2007).

Como a estabilização de um solo trata da alteração de qualquer de suas propriedades, físicas ou químicas, de forma a otimizar seu comportamento quanto à capacidade de resistir (MARANGON, 1992), no âmbito de conceituação, os reforços podem ser relacionados com inserções de outros materiais no interior da massa do

solo original. O processo de estabilização em si modifica e melhora o solo original em sua própria estrutura com as adições (PALMEIRA, 1990).

Ainda se tratando de estabilização permanente, Pinto e Preussler (2002) dissertam sobre e apontam as variadas técnicas divididas em três categorias:

- Estabilização Mecânica: utiliza meios mecânicos para a obtenção dos padrões e parâmetros exigidos através da recomposição de frações da constituição do solo em proporções adequadas;

- Estabilização Granulométrica: a alteração da granulometria é utilizada para influenciar na textura do solo. Empregam-se medidas como a correção granulométrica ou adição de fibras metálicas, minerais, sintéticas ou vegetais.

- Estabilização Química: para a consecução das propriedades desejadas empregam-se aditivos como: resinas, materiais betuminosos, compostos de fósforo, cinzas, cal e cimento portland.

2.4.2 Estabilização mecânica

A consolidação granulométrica executada camada por camada, obtida através de compactações simples, resulta em um rearranjo do solo em sua dimensão particular, conferindo valores ideais de atrito interno, redução da porosidade e conseqüente incremento de resistência a deformações excessivas ou à ruptura por cisalhamento, caracterizando um processo de estabilização mecânica. (SOLIZ, 2007).

A compactação em campo é realizada com o emprego de equipamentos mecânicos como: rolos compactadores, moto niveladoras, caminhões e compactadores manuais (Pinto e Preussler, 2002).

Não obstante este método de ajuste do solo não se limita na definição de simples compactações. Também compreende o problema do estudo e análise para a seleção de um solo a ser misturado ou aplicado por si só que satisfaça exigências de resistência mecânica pós compactação (CAPUTO, 2011).

Além disso, na prática é importante que se analise logisticamente a disponibilidade do solo ou dos solos a serem empregados quanto a proximidade das jazidas ao canteiro de trabalho (CAPUTO, 2011).

Conforme Macedo, (2004), em se tratando da mistura solo-cimento, a dosagem das proporções é obtida experimentalmente, variando teores de cimento nas composições compactadas na energia fixada para a camada sem variações

significativas do teor ótimo de umidade e de densidade máxima. O menor teor capaz de garantir características de suporte e atender a uma resistência mínima afixada é escolhido. Além disso, na experimentação também se analisa a manutenção da coesão quando o solo-cimento é submetido a variações de temperatura e umidade. Deste modo pode-se afirmar que o solo-cimento se compõe de solo, água e cimento misturados intimamente e compactados.

2.4.3 Estabilização Granulométrica

Segundo Senço (1997), a estabilização de um solo pode ser obtida granulometricamente através da distribuição de grãos de diâmetros diversos. Em suma, o rearranjo das porções de tamanhos diferentes possibilita que vazios entre grãos maiores sejam preenchidos por grãos médios, os quais tem seus vazios entre-grãos preenchidos pelos miúdos. A massa densa de solo resultante apresenta então peso específico aparente seco superior à dos componentes isoladamente, impactando positivamente nos valores de resistência e impermeabilidade, além de reduzir o possível consumo de aglomerante estabilizador como cimento ou a cal.

Para Macedo, (2004) a boa graduação do solo é obtida pela modificação de sua composição. Para isso realiza-se uma mistura de dois ou mais solos, alterando a estrutura e garantindo a satisfação de requisitos físicos exigidos para uma base ou revestimento de pavimentação estabilizados.

Há de se realizar, para a análise da estabilização granulométrica de um solo, uma separação de frações no intuito de clarificar a distribuição granulométrica e permitir avaliar características importantes à resistência ao cisalhamento tais como: a coesão unitária e ângulo de atrito interno (SENÇO, 1997).

Define-se, portanto as frações da seguinte forma:

- Fração grossa do solo representa a fração retida na peneira nº 200, que corresponde à areia e pedregulho;
 - Fração fina é a fração que passa na peneira nº200, que corresponde ao silte e à argila;
 - Fração ligante do solo representa a fração que passa na peneira nº40.
- Fração utilizada nos ensaios de consistência.

Na norma rodoviária DNER 303/97-ES, especifica-se para a utilização como constituintes de base de pavimentação os seguintes materiais: solos, misturas de

solos, escórias, misturas entre solos e materiais britados ou produtos provenientes de britagem. Tais materiais devem satisfazer entretanto os limites de composição granulométrica de uma das faixas da Tabela 1 a seguir, de acordo com o nº N de tráfego (número de solicitações equivalentes às de um eixo rodoviário padrão (80kN) para o período de projeto) do DNER.

Tabela 1 - Faixas de Composição Granulométrica para base.

| Tipos | Para N > 5x10 ⁶ | | Para N ≤ 5x10 ⁶ | | | | Tolerâncias da faixa de projeto |
|---------------------------|----------------------------|-------|----------------------------|--------|--------|--------|---------------------------------|
| | A | B | C | D | E | F | |
| % em peso passante | | | | | | | |
| 2" | 100 | 100 | - | - | - | - | ± 7 |
| 1" | - | 75-90 | 100 | 100 | 100 | 100 | ± 7 |
| 3/8" | 30-65 | 40-75 | 50-85 | 60-100 | - | - | ± 7 |
| Nº 4 | 25-55 | 30-60 | 35-65 | 50-85 | 55-100 | 70-100 | ± 5 |
| Nº 10 | 15-40 | 20-45 | 25-50 | 40-70 | 40-100 | 55-100 | ± 5 |
| Nº 40 | 8-20 | 15-30 | 15-30 | 25-45 | 20-50 | 30-70 | ± 2 |
| Nº 200 | 2-8 | 5-15 | 5-15 | 10-25 | 6-20 | 8-25 | ± 2 |

Fonte: DNER-ES 303/97.

2.4.4 Estabilização Química

A estabilização química consiste em processos em que grãos de solo e os produtos adicionados, em reações físico-químicas, se modificam em suas propriedades. Ocorre também a criação de uma matriz envoltória em torno dos grãos ou uma cimentação destes. (OLIVEIRA, 1994).

Cimento, cal, pozolana (cinza volante) em conjunto com a cal ou cimento, materiais betuminosos (emulsões asfálticas e alcatrões, comuns nos empregos da engenharia rodoviária), ácido fosfórico, cloretos de cálcio e de sódio e sulfonato de lignina são aditivos químicos comuns utilizados para a estabilização química (MARANGON, 1992).

Destacando misturas de cal ou cimento, Oliveira (2000) disserta sobre o modo como se dá a estabilização química. Segundo o autor, as diversas reações que ocorrem simultaneamente modificam as características do solo através de troca catiônica, floculação, ação de cimentação por reações pozolânicas e carbonatação.

Segundo França (2003), as alterações químicas produzidas nas estruturas do solo derivadas da introdução de certo teor de aditivo são responsáveis por proporcionar o melhoramento das propriedades físicas e mecânicas que atendam aos requisitos de resistência de projeto.

Vizcarra, (2010) aponta que em uma matriz descontínua de solo, a estabilização química atua de forma em que os poros não são de fato preenchidos totalmente pelo aditivo estabilizador. O que ocorre portanto são alterações físico-químicas nas propriedades dos grãos que afetam as características superficiais das partículas, vedam inertemente os poros, ou interconectam as partículas constituindo uma cimentação, ou, de forma análoga, uma solda entre os grãos.

O cimento Portland, dentre os demais aditivos existentes e possíveis, vem sendo progressivamente empregado na correção de solos por processos de estabilização química em diversos países (ENAMORADO, 1990).

2.5 PAVIMENTAÇÃO

Segundo Senço (1997 p.6), pavimento é definido como a estrutura executada sobre a terraplanagem, e composto por várias camadas de espessuras finitas. De acordo com a NBR 7207 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982 p.2) o pavimento tem por finalidade:

[...] destinada, econômica e simultaneamente, em seu conjunto:

- a) A resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais oriundos dos veículos;
- b) A melhorar as condições de rolamento quanto a comodidade e segurança;
- c) A resistir aos esforços horizontais que nela atuam tornando mais durável a superfície de rolamento.

Pavimento é a superestrutura constituída por um Sistema de camadas de espessuras finitas, compostas por materiais de diferentes resistências e deformabilidade, dispostos em um terreno de fundação denominado subleito (DNIT, 2006).

Para Bernucci *et al.* 2008, pavimento é definido por uma estrutura de múltiplas faixas com espessuras determinadas, estabelecido sobre um solo previamente preparado. Destinado a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do

intemperismo, e propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, segurança e economia.

2.6 CLASSIFICAÇÃO DOS PAVIMENTOS

O pavimento rodoviário classifica-se tradicionalmente em dois tipos básicos: rígidos e flexíveis. Alguns autores defendem a inclusão da categoria de pavimentos semirrígidos (BERNUCCI *et al.* 2008), (SENÇO, 1997).

Pavimentos rígidos denominados também de concreto-cimento são aqueles, cujo revestimento é uma placa de concreto de cimento Portland. Em geral apoiados sobre uma camada de material granular ou de material estabilizado com cimento (BERNUCCI *et al.* 2008). De acordo com Senço (1997) essa classe apresenta um baixo índice de deformação, e apresentam rupturas quando sujeitos a tração por flexão.

Bernucci *et al.* (2008) afirma, ser usual denominar a subcamada desse pavimento como sub-base, uma vez que equivale à sub-base de pavimentos asfálticos, assentada sobre um subleito ou sobre um reforço do subleito quando necessário (BERNUCCI *et al.* 2008). A Figura 2 expõe a divisão das estruturas do pavimento rígido em sua sequência construtiva.

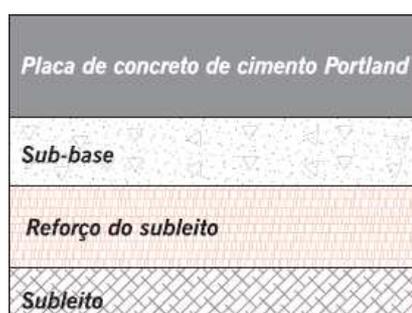


Figura 2 - Estrutura tipo de pavimento rígido.
Fonte: BERNUCCI *et al.* 2008 p.337

De acordo com Bernucci *et al.* 2008, pavimentos flexíveis são caracterizados, por possuir o revestimento oriundo de uma mistura de agregados e ligantes asfálticos. A base, sub-base e reforço de subleito apoiam a capa de rolamento, e são constituídas por materiais granulares, solos ou misturas de solos. As faixas estruturais do pavimento rígido estão representadas na Figura 3.

Pavimentos flexíveis são suscetíveis a deformações, até certo limite. São dimensionados normalmente para atender as solicitações de compressão, e tração na flexão, pois em situações extremas e repetitivas, levam a estrutura a deformações permanentes, e ao rompimento por fadiga (SENÇO, 1997, p. 23).

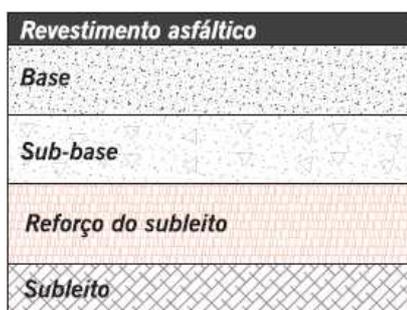


Figura 3 - Estrutura tipo de pavimento flexível.
Fonte: BERNUCCI *et al.* 2008 p.338

Diversos autores têm empregado a terminologia de pavimentos semirrígidos para aqueles com revestimentos asfálticos que possuam em sua base ou sub-base materiais cimentados. (BERNUCCI *et al.* 2008 P. 338); (SENÇO, 2001).

De acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT, 2006), a classificação semirrígida se caracteriza como um pavimento constituído por uma base cimentada, devido à inclusão no solo de aglutinante com propriedades cimentícias.

2.7 ESTRUTURAS DOS PAVIMENTOS

O comportamento estrutural dos pavimentos está estreitamente relacionado ao desempenho das camadas individuais que o originam, e por sua vez parâmetros como: espessura, rigidez e interação, dessas faixas condicionam a performance do todo (BERNUCCI *et al.* 2008).

Segundo Bernucci *et al.* (2008 p.338) as estruturas do pavimento devem exercer suas funções de suportar e transferir os esforços solicitantes, às camadas subjacentes. As tensões e deformações transmitidas pelas camadas, estão inversamente relacionadas à espessura e à rigidez dos materiais que as compõe.

A Figura 4 dispõe informações de uma seção transversal de pavimento tipo, indicando inclinações, dimensões e hierarquia da “nobreza” das camadas constituintes.

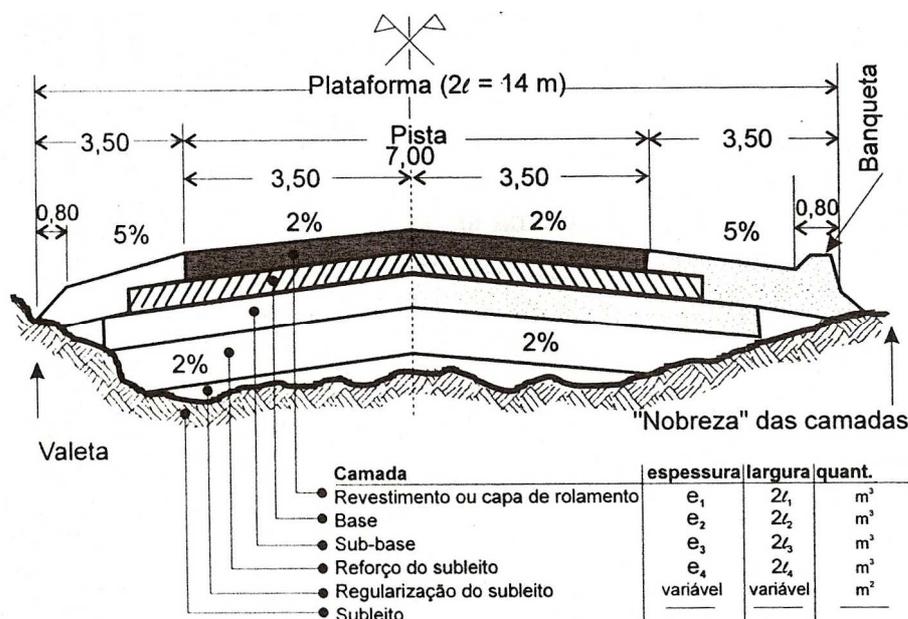


Figura 4 - Seção transversal pavimento.
Fonte: SENÇO, 1997, p. 16.

2.7.1 Revestimento

A camada superficial do pavimento e que tem contato direto com os pneumáticos, recebe o nome de revestimento, capa de rolamento, ou simplesmente capa (SENÇO, 1997, p. 10).

Os revestimentos das estruturas de pavimentos são dimensionados para resistir aos esforços horizontais, apesar de serem submetidos a solicitações de compressão apenas transmitem, de forma atenuada, as tensões para as camadas inferiores (BERNUCCI *et al.* 2008 P. 338).

De acordo com Senço (1997, p.20) é responsável por conferir durabilidade à estrutura, sendo tanto quanto possível impermeável. Atribui aos usuários da via condições de conforto e segurança.

2.7.2 Base

É a camada destinada a resistir aos esforços verticais, oriundos do tráfego e transmitidos pela capa de rolamento, distribuí-los as faixas subsequentes (SENÇO, 1997, p. 20).

2.7.3 Sub-Base

Segundo Senço (1997) é a estrutura do pavimento, complementar à base, executada quando por circunstâncias técnicas e econômicas, não for aconselhável construir a base diretamente sobre a regularização ou reforço do subleito.

2.7.4 Reforço do Subleito

Trata-se de uma faixa componente da estrutura do pavimento, de espessura constante, construída, se necessário, acima da regularização, com características tecnológicas superiores as da regularização e inferiores às da camada imediatamente superior, ou seja, a sub-base (SENÇO, 1997, p. 17 e 19).

2.7.5 Regularização do Subleito

De acordo com Senço (1997 p.17), é a faixa de espessura irregular, construída sobre o subleito e destinada a conformar a superfície, transversalmente e longitudinalmente, com o projeto.

2.7.6 Subleito

É o terreno de fundação do pavimento (SENÇO, 1997, p. 15). Segundo Marques (2006), é a camada que exerce a função de assentar o pavimento, sendo necessários a investigação e estudo da resistência do solo presente em tal estrutura, já que tais informações conduzirão o projeto do empreendimento.

2.8 SOLO-CIMENTO APLICADO A PAVIMENTOS

A ideia de utilizar materiais alternativos, para suprir a demanda por bases granulares de pavimentos, que carregam consigo questões ambientais e em alguns

casos custos elevados, deixou de ser no final dos anos 40, uma simples questão econômica e passou a ser uma necessidade tecnológica, política e social (SENÇO, 2001. p.72).

2.8.1 Solo-cimento

Pela norma NBR 12023 (1992 p.1) da ABNT, tem-se a definição de solo-cimento como o “produto endurecido, resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água em proporções estabelecidas através de dosagem, executada conforme a NBR 12253”.

Pires (2004) caracteriza o composto solo-cimento, como a mistura íntima e bem fracionada de solo com aglomerante hidráulico artificial denominado cimento Portland. Tal mistura resulta na estabilização do material e melhoramento das propriedades físicas.

De acordo com o que salienta Petrucci (1978), é preciso destacar que a presença de sulfatos no solo representa um fator de grande importância quando do emprego de solo-cimento. Tal afirmação se justifica pelo fato de que os sulfatos são reagentes na presença de hidróxido de cálcio e da alumina livre constituintes do cimento e formam em conjunto o sulfo-aluminato de cálcio. Este composto por sua vez apresenta natureza expansiva, podendo inclusive, por consequência de sua formação, inviabilizar o uso de cimento como estabilizante químico.

A hidratação do cimento quando adicionado ao solo resulta no endurecimento das partículas do aditivo e na cimentação da mistura solo-cimento (SILVA, 1968), alterando propriedades particulares de coesão e atrito interno.

2.8.2 Histórico da técnica no Brasil

Em território brasileiro, a primeira experiência com solo-cimento em fundações de pavimentos, foi à execução de uma pequena pista de circulação, com 1.600 m², no Aeroporto Santos Dumont, no ano de 1940. A obra ocorreu devido iniciativa da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e autorização da Diretoria da Aeronáutica Civil (PITTA 1995 apud OLIVEIRA, 2011 p.19).

Em sua dissertação Macedo (2004), relata que apesar dos resultados satisfatórios obtidos com a utilização da estabilização de solo com a adição de cimento

Portland, o emprego da técnica não progrediu durante os anos de 1942 a 1954, devido às interferências causadas na indústria do cimento pela Segunda Guerra Mundial.

O autor continua a explanação, após este período conturbado houve a retomada da estabilidade do mercado e um significativo aumento nas obras de pavimento estruturado em solo-cimento. A partir daí a técnica passou a ser aplicada na maior parte dos empreendimentos de pavimentação do Estado de São Paulo, representando mais de 50% da extensão de toda a rede pavimentada.

Na medida em que tais obras iam se desenvolvendo, os métodos construtivos se aperfeiçoaram, e a experiência apontou a possibilidade de redução no teor de cimento utilizado, chegando a um valor padrão de 8% em volume, com variações de acordo com as particularidades presentes (SENÇO, 2001).

Atualmente, estudos indicam que as bases ou sub-bases de solo-cimento apresentam parâmetros adequados de resistência e durabilidade, desde que sejam atendidas as necessidades de compactação, tempo de mistura e espalhamento além de respeitadas as normas de dosagem (BERNUCCI et al. 2008 p.364).

2.8.3 Conceitos relevantes em misturas solo-cimento

A mistura solo-cimento compõe um material complexo, quando considerado a possibilidade de modificação de suas propriedades de acordo com os parâmetros adotados de: característica do solo, teor de umidade, tempo de cura, porosidade, quantidade de cimento, compactação da mistura, dentre outros (CONSOLI et. Al., 2003 apud CANCIAN, 2013 p. 73; ENAMORADO, 1990).

Segundo Foppa (2005 p.35) os parâmetros acima apresentam uma interdependência, ou seja, a alteração de um dos índices citados interfere diretamente na magnitude dos outros.

Nos itens subsequentes serão abordados os principais fatores de projeto a serem definidos na execução de ensaios de solos estabilizados com cimentos, e as características que os mesmos impõem a mistura.

a) Efeito do tipo de Solo

De acordo com Bernucci et al (2012). É essencial que o solo a ser tratado com cimento, possua em sua constituição uma parte considerável de areia para que seja

atingida uma relação resistência versus teor de cimento que seja viável do ponto de vista econômico.

Compósitos silteosos e/ou argilosos presentes no solo, reduzem a resistência mecânica da mistura, como indicado na Figura 5.

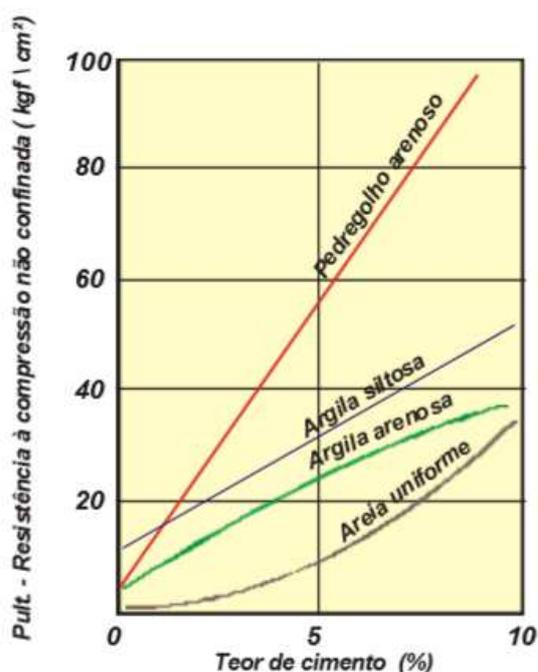


Figura 5 - Efeito do teor de cimento na resistência para vários tipos de solo.
Fonte: METCALF, 1969 apud ENAMORADO, 1990.

A ação aglomerante do cimento concentra-se, no encontro das superfícies de contato das partículas do solo, portanto um solo bem graduado proporciona condições ideais, e potencializa o efeito cimentante. Em areias de graduação uniforme ou um material com grande presença de finos, será exigido um incremento no teor de cimento (ENAMORADO, 1990 apud METCALF 1969 P.5).

b) Efeito teor de cimento

Segundo Dalla Rosa (2009) os recentes trabalhos sobre solo-cimento buscam alcançar a melhor relação cimento/solo, que proporcione a mistura, notáveis índices de resistência e durabilidade. Parente (2002), Enamorado (1990 p.5) e Ingles & Metcalf (apud FOPPA, 2005 p.36), afirmam em seus trabalhos que a resistência à compressão do solo estabilizado se eleva à medida que se aumenta o teor de cimento empregado, no entanto a função de estrutura de pavimentos do composto é um limitante a essa taxa.

Frequentemente são observadas várias patologias nas obras de pavimentos com a estabilização do solo com cimento, sendo a mais comum o aparecimento de fissuras (FRANÇA, 2003).

Similar ao que ocorre na cura do concreto, a combinação solo e cimento causa uma retração volumétrica da massa e, conseqüentemente fissuração da capa de rolagem apoiada a essa massa, sendo tal efeito linearmente proporcional ao teor de cimento adotado (FOPPA, 2005).

c) Efeito do teor de umidade

Semelhante ao solo natural, a mistura de solo-cimento também possui um teor ótimo de umidade. Observa-se um crescimento exponencial da resistência à compressão com a redução da porosidade da mistura, sendo que só é possível atingir índices consideráveis de compactação, próximo ou pouco acima de um teor de umidade ótima da mistura (VITALI, 2008).

d) Efeito da porosidade

A mensuração da razão ideal entre porosidade da mistura compactada e o teor volumétrico de cimento, é corriqueiro nos trabalhos relacionados ao presente tema, e pode ser verificada em Foppa (2005), Dalla Rosa (2009), Vitali (2008) e Cancian (2013), sendo que tais autores concordam sobre a validade deste parâmetro como balizador da resistência mecânica do solo-cimento.

Essa variável proporciona uma melhor distribuição de tensões no solo, e como já mencionado no item "a", quando se tem as partículas de solo próximas se torna possível obter o máximo desenvolvimento do processo cimentante, circunstâncias que exigem a presença de equipamentos, recursos e mão de obra que proporcionem uma compactação de solo ideal (VITALI, 2008).

e) Efeito do tempo de cura

Decorrente da presença do cimento, o solo estabilizado apresenta ganhos em resistência mecânica de forma gradual com o período de cura, similar ao que ocorre no concreto (ENAMORADO, 1990). Situação proporcionada pela ação do silicato tricálcico e do silicato bicálcico, componentes presentes no cimento (BAUER, 2001).

O estudo de Lofti e Witczak (1984), citado por Enamorado (1990) no qual foi analisado o efeito do tempo de cura na resistência à compressão, de quatro tipos de misturas com solos diferentes, está representado na Figura 6.

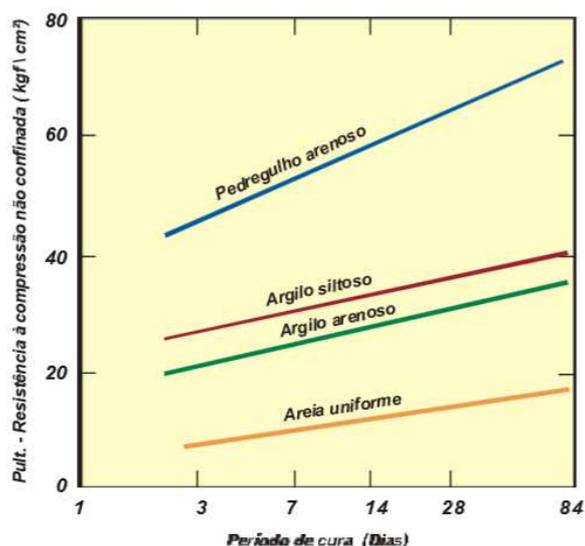


Figura 6 - Aumento da resistência à compressão x período de cura.
Fonte: Lofti e Witczak (1984) apud Macedo (2004).

f) Efeito do tempo até o início da compactação

Segundo Enamorado (1990) e Collarte-Concha (1986), o intervalo de tempo correspondente ao fim da mistura do solo-cimento e o início do processo de compactação caracteriza o parâmetro mais crítico à resistência mecânica final do solo estabilizado.

A defasagem permite que o processo de hidratação inicie antes de finalizada a compactação, e conseqüentemente ocorra o endurecimento do composto, dificultando uma correta compactação, tornando a densidade final desconforme ao projeto (ENAMORADO, 1990).

Esta perda de resistência é ilustrada na Figura 7.

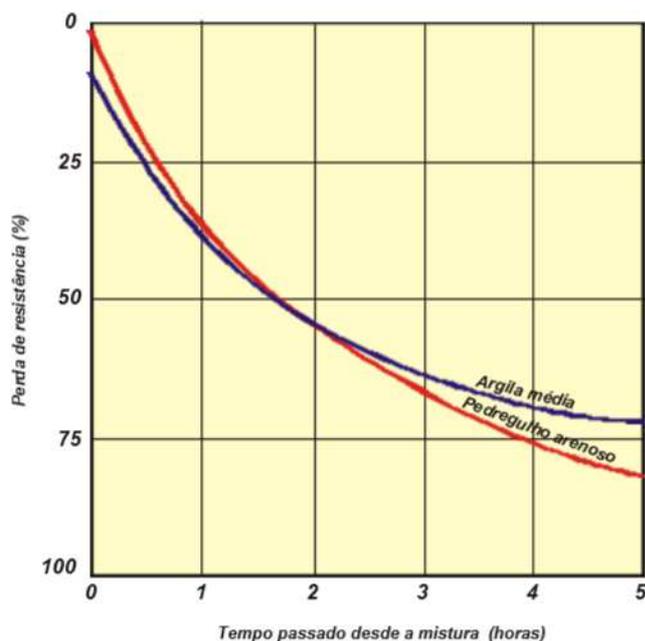


Figura 7 - Perda de resistência devido à demora na compactação.
Fonte: West (1959) apud Collarte-Concha (1986) e Enamorado (1990).

2.8.4 Métodos de dosagem de solo-cimento

A ATIC (1993) define a dosagem de cimento na mistura solo-cimento, como a quantidade mínima do aglomerante que satisfaça às condições de resistência e durabilidade exigidas em projeto (VITALI, 2008).

De acordo com DALLA ROSA (2009), a engenharia não dispõe de uma dosagem de cimento baseada em critérios racionais, mesmo após tantos anos de utilização e pesquisas sobre a mistura de solo estabilizado, as normas desenvolvidas recomendam que seja moldado uma série de corpos de prova com teores de aditivo variados, e através de uma interpolação dos resultados obtidos se chegue ao teor ideal.

Adota-se a diretriz citada no trabalho de Enamorado (1990) para nortear a dosagem do cimento a ser aplicada no composto. Tal indicação alerta para que, deve-se garantir que os grãos de solo ligados pelo cimento não se separem, durante as solicitações impostas pela ação do tráfego ou pelos esforços provenientes das variações de temperatura e umidade, já que dois grãos de solo fortemente unidos pelo cimento, uma vez separados não voltam mais a apresentar a mesma coesão.

No Brasil, atualmente a norma que define a dosagem do solo-cimento para emprego como camada no pavimento é a ABNT NBR 12253/1992, e foi desenvolvida

respaldada nos métodos da PCA e fundamentada nos resultados de obras executadas (OLIVEIRA, 2011). E pode ser resumida nos passos descritos a seguir:

I. Realizar os ensaios de caracterização do solo a ser empregado de acordo com, NBR 6508, NBR 6458, NBR 6459, NBR 7180, NBR 7181 e classificar o solo conforme ASTM D 3282 (Tabela 2).

Tabela 2 - Teor de cimento sugerido para ensaio de compactação solo-cimento.

| Classificação do, segundo a ASTM D 3282 | Teor de cimento sugerido, em massa (%) |
|--|---|
| A 1-a | 5 |
| A 1-b | 6 |
| A 2 | 7 |
| A 3 | 9 |
| A 4 | 10 |

Fonte: NBR 12253 (1992).

II. Executar o ensaio de compactação conforme NBR 12023 usando o teor de cimento sugerido e obter os valores da umidade ótima e de peso específico aparente seco máximo;

III. Moldar corpos de prova para realizar o ensaio de compressão uniaxial com um ou mais teores de cimento, sendo que para cada teor de haver três corpos de prova de acordo com NBR 12024. Como orientação para a escolha dos teores de cimento, são apresentadas duas Figuras onde, em função do peso aparente seco e da granulometria do solo, se obtém os teores de cimento;

IV. Decorrido o período de cura, imergir as amostras por quatro horas em água a temperatura ambiente e executar o ensaio de compressão simples, conforme NBR 12025;

V. Calcular a média aritmética das resistências obtidas e excluir da composição da média valores individuais de resistência que se afastem mais de 10% da média;

VI. Deve ser adotado como o teor de cimento, o menor dos teores para o qual a resistência média à compressão uniaxial for igual ou superior a 2,1 MPa, aos 7 dias de idade, podendo tal teor ser obtido através de interpolação gráfica.

O teor mínimo de cimento em massa recomendado nesta norma é de 5%. Podem ser empregados teores de até 3,5%, em massa, desde que satisfeita a

resistência mínima de 2,1 Mpa, que a mistura seja processada em usina seguindo NBR 12254, e que o solo matéria-prima seja classificado como A1-a, A1-b ou A2-4 segundo ASTM D 3282.

O DNIT também estabelece um procedimento de dosagem do aditivo para execução de solo-cimento. Em seu trabalho Cancian (2013) compara esse método ao contido na NBR 12253. Dentre as constatações é possível destacar que o procedimento do DNIT é mais abrangente, apresenta orientações distintas para solos finos e grossos, já o da ABNT limita a gama de solos utilizados, descartando alguns solos que apresentem em sua composição siltes e ou argilas.

Os métodos expostos exigem equipamentos adequados e pessoal treinado, podem ser rotulados como trabalhosos e extensos. Uma possibilidade de atalho a esses caminhos operosos, é o método de dosagem físico-químico (MFQ), apresentado inicialmente em 1971 por um pesquisador indiano do “Central Road Research Institute” de Nova Deli chamado CHADDA (MARCONDES, 1992).

O MFQ parte do preceito da interação elétrica presente entre as partículas dos argilominerais e as do cimento, essas contribuem para a ocorrência de alterações físico-químicas complexas na mistura solo-cimento, e devido a tais interações ocorrem variações volumétricas quando o composto é suspenso em água, permitindo a determinação do teor de cimento que torna a mistura estável (MARCONDES, 1992 p.48).

Motivados pelas condições heterogêneas existentes no laboratório e no local de execução da obra, Ingles & Metcalf (1972 apud VITALI, 2008) sugerem que a quantidade de cimento determinada em testes laboratoriais deve ser multiplicada por 1,66 para superar as dificuldades de campo.

2.9 SOLO-CAL APLICADO A PAVIMENTOS

Para os materiais de base, sub-base e reforço do subleito, empregam-se métodos de seleção e de caracterização de propriedades. A seleção tem o objetivo de verificar as características inerentes aos materiais, uma vez que essas estão estritamente ligados aos parâmetros geotécnicos obtidos no estado compactado. Para que se obtenha uma estrutura de fundação adequada as normas regulamentadoras,

é desejável que os constituintes possuam atributos que tornem a mistura resistente, pouco deformável e com permeabilidade condizente com sua função na estrutura. Dentre uma gama de materiais possíveis de serem trabalhados para tratamento do solo, encontra-se a cal. (BERNUCCI et al. 2008 p.339).

2.9.1 Solo-cal

Conforme descrito no Manual de pavimentação elaborado pelo DNIT (2006, p. 97)

[...] Solo-cal é uma mistura de solo, cal e água e, às vezes, cinza volante, uma pozolana artificial. O teor de cal mais frequente é de 5% a 6%, e o processo de estabilização ocorre por modificação, carbonatação e pozolanização.

A estabilização química de solo, através da adição de cal segue os mesmos objetivos da mistura com cimento, aumento da rigidez, incremento de trabalhabilidade e redução da expansão. O solo-cal é aplicado preferencialmente a solos argilosos e siltosos caulínicos, e utilizado principalmente como reforço de subleito ou sub-base. (BERNUCCI et al. 2008 p.364).

De acordo com (AZEVEDO, 2010) solo-cal é definido como o produto final da mistura de solo, cal e água em proporções determinadas por ensaios de laboratório, sendo o composto obtido possível de ser empregado em qualquer das camadas do pavimento, não asfálticas, desde que obtenha conformidade com as normas regulamentadoras.

2.9.2 Histórico de aplicação da técnica

A estabilização dos solos por meio da adição de cal é uma das mais antigas técnicas empregadas pelo homem. Há exemplos encontrados ao sul da Itália, na Via Apia, no ano 312 a.C., em trechos da muralha da China, datado de 228 a.C, e em construções romanas (GUERIOS, 2013)

Em território nacional, a aplicação da técnica pode ser encontrada em vários trechos experimentais, datados principalmente da década de 1970, e algumas soluções pontuais das décadas de 1990 e 2000, tais como as etapas da duplicação da BR-040, ligando as cidades de Belo Horizonte à Sete Lagoas, o Contorno de Paraopeba, nesta mesma rodovia, ou mesmo na execução do subleito da rodovia

BR/381, no segmento entre Nepomuceno e Três Corações, cuja o intuito inicial era controlar a umidade do material, mas por consequência um ganho de resistência foi adicionado ao pavimento (AZEVEDO, 2010).

2.9.3 Conceitos relevantes em misturas solo-cal

Adicionando-se cal a solos, que contenham minerais argilosos em qualquer proporção, ocorrerão as seguintes reações em presença de um teor suficiente de umidade: troca de íons e floculação, reação cimentante pozolânicas e carbonatação. (AZEVEDO, 2010).

- Troca catiônica:

A presença de água na mistura solo-cal impõe a presença de íons, devido à ocorrência da hidrólise, a adição de quantidades significativas de cal proporciona uma grande concentração de cátions livres, dispostos a substituir permanentemente outros íons metálicos do solo, assim caracteriza-se o fenômeno denominado troca catiônica (Dalla Rosa, 2009).

Logo que ocorre a mistura da cal ao solo, o composto sofre um aumento no pH, portanto são criadas condições alcalinas, e essa também proporciona a formação de aluminatos, silicatos e alumino silicatos de cálcio hidratados, em números bastante significativos, esses elementos exercem elevada influência no processo de estabilização, já que possuem características cimentícias (GUIMARÃES, 1998).

O autor segue afirmando que, a troca iônica gera efeitos praticamente instantâneos, após poucos minutos de contato, mudanças nas propriedades físicas do solo podem ser observadas, como,

a) deslocamento da curva granulométrica para o lado grosseiro, devido a floculação das partículas originais;

b) Alteração do índice de plasticidade, já que ocorre um ligeiro aumento do limite de plasticidade;

c) Redução do valor da densidade máxima seca e aumento do valor da umidade ótima;

d) Menor variação volumétrica e aumento da capacidade de suporte

- Floculação:

Fator relacionado a elevação do pH do composto, aumento da concentração eletrolítica da água intersticial, e a diminuição da espessura da dupla camada difusa, ocasionada pela substituição de íons, são apontados por Herzog e Mitchell (1963) apud Dalla Rosa (2009), como responsáveis pelo fenômeno da floculação.

A reação de floculação ocorre no curto prazo, e segundo (PORTELINHA, 2008), interfere na plasticidade da mistura e em menor escala na resistência ao cisalhamento, torna o solo visivelmente diferente do original porque há mudanças na textura, que acontecem devido à aglutinação das partículas finas do solo, formando agregados com dimensões maiores. A disposição das partículas após o efeito da floculação é demonstrada na Figura 8 (SILVA, 2016).



Figura 8 - Aglomeração e floculação (PRUSINSKI & BHATTACHARJA, 1999 apud SILVA, 2016).

- Carbonatação:

A carbonatação é uma reação entre a cal e o dióxido de carbono do ar. Azevêdo (2010) ressalta que a carbonatação deve ser evitada, já que diminui a disponibilidade de cátions de cálcio na superfície das partículas de argila, prejudicando as reações pozolânicas que produzem compostos cimentante mais resistentes, desse modo, é necessário que a camada estabilizada seja o máximo que possível protegida quanto à presença do dióxido de carbono do ar.

- Reações pozolânicas:

Esse efeito químico deve-se à reação entre a cal, água e elementos pozolânicos, sejam eles naturais do solo ou inseridos artificialmente, como é o caso do tratamento com cinza volante. Nesse processo, compostos semelhantes aos formados após a hidratação do cimento no solo são obtidos (AZEVEDO, 2010).

As reações pozolânicas são responsáveis pela cristalização do gel formado na reação da troca catiônica, desenvolvem-se de médio a longo prazo, conferem boa

cimentação aos grãos do solo, ocasionando aumento da resistência mecânica e da capacidade de suporte na mistura solo-cal. (PORTELINHA, 2008).

2.9.4 Métodos de dosagem de solo-cal

O desenvolvimento de técnicas para a determinação da quantidade ideal de cal conduziu a criação de vários métodos de dosagem, todos com o mesmo objetivo, indicar o teor ótimo de cal, porém tal variedade tem fundamento baseado na necessidade de compatibilizar as propriedades proporcionadas pela adição de cal, as condições singulares dos solos de cada local, desse modo, a utilização de dosagens oriundas de regiões que contenham solos muito diferentes da região de aplicação pode ocasionar grandes discrepâncias (SILVA, 2016).

Os principais métodos de dosagens serão resumidos abaixo, conforme Dalla Rosa (2009) apresentou em seu trabalho.

Método pH (Eades & Grim, 1966 apud Dalla Rosa, 2009) - consiste na determinação do teor mínimo de cal que reflita em um valor de pH de 12,4.

Método do ICL (Initial Consumption of Lime) – proposto por Rogers et al (1997) apud Dalla Rosa, (2009), é uma derivação do método do pH, sendo o teor de cal necessário aquele capaz de tornar o pH um valor constante máximo.

Método do Lime Fixation Point (Hilt & Davidson, 1960) apud (Dalla Rosa, 2009) – fundamentado no limite de plasticidade, define o teor de cal máximo como aquele que propicia a mistura mais trabalhabilidade sem ocasionar grandes ganhos de resistência.

Método de Thompson (1966) apud Dalla Rosa, (2009) – que define como reativo um solo que apresente um aumento de resistência à compressão simples de pelo menos 345 kPa quando estabilizado com cal.

Com o intuito de simplificar a previsão do teor de cal a ser adicionada ao solo, a Tabela 3, adaptada por Dalla Rosa (2009) de Inglês & Metcalf (1972), exibe algumas correlações, de acordo com o grau de alteração das propriedades do solo natural desejada e o tipo de solo empregado.

Tabela 3 - Previsão do teor de cal em função do tipo de solo.

| Tipo de Solo | Teor de Cal para Modificação | Teor de Cal para Estabilização |
|-------------------------|------------------------------|--------------------------------|
| Pedra finamente britada | 2 a 4 | Não recomendado |

| | | |
|----------------------------------|-----------------|-----------------|
| Pedregulho argiloso bem graduado | 1 a 3 | ≥ 3 |
| Areias | Não recomendado | Não recomendado |
| Argila arenosa | Não recomendado | ≥ 5 |
| Argila Siltosa | 1 a 3 | 2 a 4 |
| Argilas | 1 a 3 | 3 a 8 |
| Solos orgânicos | Não recomendado | Não recomendado |

Fonte: Adaptada de Ingles & Metcalf, (1972) apud Dalla Rosa, (2009).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

Neste tópico será exposto os materiais que foram empregados durante a execução do presente estudo, informações relevantes de especificação como, origem e procedência, características particulares além dos critérios adotados na determinação dos mesmos.

3.1.1 Solo

O solo estudado tem origem em um loteamento condomínio na Rua Francisco da Conceição Machado, bairro Gralha Azul, Fazenda Rio Grande - PR. As coordenadas obtidas através do aplicativo Google Maps é de 25°41'04.6"S 49°18'29.7"W, aproximadamente. A coleta ocorreu por volta de 1,5 metros de profundidade da superfície com auxílio de uma escavadeira operada por um funcionário da obra.

A escolha do local para coleta de solo se deu pelo fato de ser da formação Guabirotuba, na região metropolitana de Curitiba e ser visivelmente sem contaminações, tendo uniformidade na textura e na cor. Na Figura 9 apresenta-se a profundidade em que o solo foi coletado.



Figura 9 - Profundidade em que o solo foi coletado.
Fonte: Autoria própria.

3.1.2 Cal

Apesar de já desempenhar importante papel em diversos setores da economia do país e ter grande disponibilidade e uma versatilidade em termos de aplicação, a cal ainda figura uma utilização incipiente comparando-se com cenários de países desenvolvidos (ABCP, 2008).

Para o solo, segundo Araujo et al. (2008), a cal atua na diminuição da plasticidade e expansão e no aumento da resistência. Devido à granulometria fina, reage quimicamente se misturada com outros materiais resultando em aumento de

superfície específica, capacidade de saturação e consequente diminuição do peso específica aparente seco máximo do material.

3.1.2.1 Cal virgem

A definição trazida pela NBR 6453 (2003 p. 2) trata da cal virgem como sendo um "produto obtido pela calcinação de carbonatos de cálcio e/ou magnésio, constituído essencialmente de uma mistura de óxido de magnésio, ou ainda de uma mistura de óxido de cálcio, óxido de magnésio e hidróxido de cálcio.

É destacada da NBR 6473 (ABNT, 2003) também que a cal virgem provém de calcários, calcários magnesianos e dolomitos e é resultado de uma reação (calcinação) que ocorre à uma temperatura de 900 a 1200 °C.]

3.1.2.2 Cal hidratada

A NBR 7175 (ABNT, 2003), define a cal hidratada como sendo um pó seco obtido pela hidratação da cal virgem, essencialmente constituída de uma mistura de hidróxido de cálcio e hidróxido de magnésio, ou ainda, de uma mistura de hidróxido de cálcio, hidróxido de magnésio e óxido de magnésio.

Em 1992, a fim de atender exigências químico-físicas surgidas no mercado, o material, que existia apenas com os aspectos pertinentes à cal hidratada CH-II, denominou-se mais duas siglas, CH-I e CH-III com características de grau de pureza diferenciados.

A cal hidratada é utilizada como aglomerante na indústria da construção civil e é muito difundida, principalmente em argamassa para assentamento de tijolos e revestimento de paredes. Possui características favoráveis como a trabalhabilidade, plasticidade e durabilidade em argamassas. A cura da cal é ocorre em contato com o ar, em cuja reação a cal se endurece transformando-se em carbonato sólido, tão duro quanto o calcário de origem (MINASCAL, 2012).

A classificação da cal hidratada segue a NBR 7175 (ABNT, 2003), que especifica teores de óxidos não hidratados e de carbonatos para cada tipo. Também

são designadas de acordo com exigências químicas e físicas mínimas conforme a Tabelas 4 e Tabela 5.

Tabela 4 - Cal Hidratada – Exigências Químicas.

| Compostos | | Exigências Químicas | | |
|--|-------------|---------------------|-------|--------|
| | | Limites | | |
| | | CH-I | CH-II | CH-III |
| Anidrido Carbônico (CO ₂) | Na fábrica | ≤ 5% | ≤ 5% | ≤ 13% |
| Anidrido carbônico (CO ₂) | No depósito | ≤ 7% | ≤ 7% | ≤ 15% |
| Óxido de cálcio e magnésio não hidratado (CaO + MgO) | | ≤ 10% | ≤ 15% | ≤ 15% |
| Óxidos totais na base de não voláteis (CAOt +MgOt) | | ≥ 90% | ≥ 88% | ≥ 88% |

Fonte: ABNT (2003).

Tabela 5 - Cal Hidratada – Exigências Físicas.

| Requisitos | | Exigências Físicas | | |
|--|--|---|--------|--------|
| | | Limites | | |
| | | CH-I | CH-II | CH-III |
| Finura (% retida acumulada) Peneira Ø 0,600 mm | | ≤ 0,5% | ≤ 0,5% | ≤ 0,5% |
| Finura (% retida acumulada) Peneira Ø 0,075 mm | | ≤ 10% | ≤ 15% | ≤ 15% |
| Retenção de água | | ≥ 75% | ≥ 75% | ≥ 70% |
| Incorporação de areia | | ≥ 3,0% | ≥ 2,5% | ≥ 2,2% |
| Plasticidade | | ≥ 110 | ≥ 110 | ≥ 110 |
| Estabilidade | | Ausência de cavidades ou protuberâncias | | |

Fonte: ABNT (2003).

3.1.3 Cimento

O cimento Portland é um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob ação da água. Depois de endurecido, mesmo que seja novamente submetido à ação da água, o cimento Portland não se decompõe mais.

O material foi criado por um construtor inglês, Joseph Aspdin e patenteado pelo mesmo em 1824. Como a principal matéria prima para construção na Inglaterra da época eram rochas trazidas da ilha de Portland, Aspdin decidiu nomear sua invenção com este nome até pelas semelhanças de propriedades que os produtos do cimento tinham com essas rochas de Portland.

Basicamente na composição do cimento Portland há o clínquer e adições. Estas por sua vez são os principais elementos responsáveis pela diferenciação dos tipos de cimento, já que o clínquer está presente em todos.

Mais essencialmente, os componentes do cimento podem ser elencados da seguinte forma:

Mais essencialmente, os componentes do cimento podem ser elencados da seguinte forma:

- CaO (obtido de calcário);
- SiO_2 e Al_2O_3 (obtidos de argilas, preferencialmente cauliniticas);
- Fe_2O_3 (em pequenas quantidades, proveniente de impurezas da argila).

Na produção o calcário e argila são proporcionados na fração de quatro partes para uma respectivamente e são moídos e misturados (via seca ou úmida) para serem queimados (em longos fornos rotativos) a temperaturas de até 1450°C . Com a eliminação da água e CO_2 , forma-se o clínquer (pequenas esferas vítreas de diâmetro próximo a um centímetro). É adicionada então cerca de 2,5% de gipsita ($\text{CaSO}_4\text{H}_2\text{O}$), sendo o conjunto moído para constituir o cimento.

A Tabela 6 traz as proporções da composição do cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI).

Tabela 6 - Composição do cimento Portland de alta resistência inicial.

| Tipo de cimento Portland | Sigla | Composição (% em massa) | | Norma Brasileira |
|-----------------------------|---------|-------------------------|-----------------------------|------------------|
| | | Clínquer + Gesso (%) | Material Carbonático (%) | |
| Atla Resistência Inicial | CPV-ARI | 100-95 | 0-5 | NBR 5733 |

Fonte: adaptado de NBR 5733/1991.

O cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) é uma variação peculiar do material que atinge altos valores de resistência ainda nos primeiros dias de hidratação. Para tal, a dosagem de calcário e argila para a produção do clínquer é diferenciada, assim como a moagem do cimento é mais fina atribuindo maior superfície de contato e acelerando o ganho de resistência ao reagir com a água. Para ilustrar, a Tabela 7 traz os limites de resistência do CP V-ARI aos sete dias de idade.

Tabela 7 - Resistência cimento Portland de alta resistência inicial.

| Sigla | Resistência à compressão aos 7 dias de idade (Mpa) | |
|----------|--|-----------------|
| | Limite Inferior | Limite Superior |
| CP-V-ARI | 34,0 | --- |

Fonte: adaptado de NBR 5733/1991.

A Figura 10 abaixo também ilustra o alcance prematuro de resistência do cimento Portland CP V-ARI em comparação com as outras classes. Para 3 dias de cura, o Portland de Alta Resistência Inicial atinge os mesmos valores de resistência à compressão simples do cimento Portland CP IV aos 28 dias de cura.

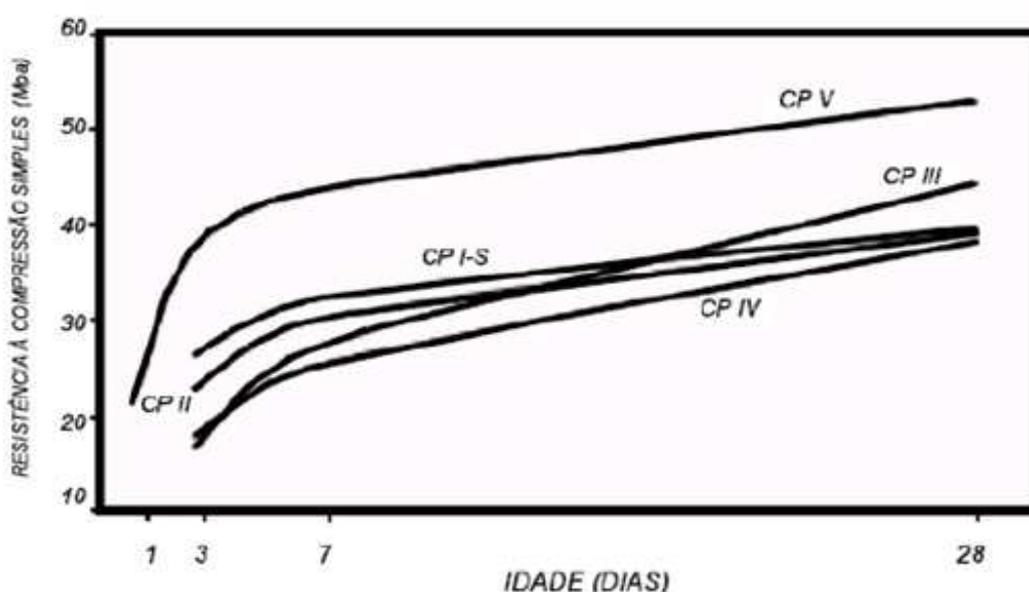


Figura 10 - Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland.

Fonte: (ABCP, 2002).

3.1.4 Água

A água utilizada nos ensaios de caracterização, ensaios de compressão simples e CBR, será a água destilada. Obtida através do processo de destilação da água, proveniente da rede pública de abastecimento.

3.2 MÉTODOS

A detalhada descrição dos métodos, programação seguida e equipamentos utilizados nos trabalhos científicos, tem fundamental importância no papel de validar os resultados alcançados, e possibilita que a metodologia aqui executada possa ser reproduzida por outros acadêmicos, que tenham o propósito de comparar conclusões, ou dar continuidade ao estudo.

Os ensaios reproduzidos nesse trabalho foram efetuados na Universidade Tecnológica Federal do Paraná, campus Ecoville.

3.2.1 Ensaio de Caracterização

Com o intuito de determinar as características do solo trabalhado, foram realizados os ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, limites de liquidez e plasticidade e compactação do solo. Os ensaios seguiram as recomendações de suas respectivas normas elaboradas pela ABNT.

3.2.1.1 Ensaio de granulometria

A partir de uma amostra normatizada pela NBR 6457/2016 foi realizado o ensaio de granulometria segundo os processos contidos na NBR 7181/2016, sendo o procedimento dividido em três etapas: primeiro o peneiramento grosso, peneiramento fino e por fim sedimentação dos finos. Na etapa de ensaio de sedimentação foi utilizado o defloculante hexametáfosfato de sódio, para poder, assim, se obter uma melhor desagregação das partículas de solo.

3.2.1.2 Ensaio de massa específica real dos grãos

O procedimento para a determinação da massa específica real dos grãos foi realizado conforme preconiza a NBR 6508 (ABNT, 1984).

O método utiliza amostras de solo passante na peneira #40 (4,8mm) e frascos graduados comumente chamados de picnômetros.

Todos os procedimentos foram guiados pela norma NBR 6458 (ABNT, 2016) e os valores obtidos e adotados para cálculos futuros foram de $2,75 \text{ g/cm}^3$ para o solo natural, $2,42 \text{ g/cm}^3$ para a cal e $3,14 \text{ g/cm}^3$ para o cimento.

3.2.1.3 Ensaio limites de Atterberg

Os limites de liquidez, plasticidade e índice de plasticidade, denominados de limites de Atterberg, foram obtidos através dos processos propostos pelas normas NBR 6459 e NBR 7180.

O Limite de Liquidez (LL) é apresentado em porcentagem, e representa a transição do estado plástico ao estado líquido da amostra. Para quantificá-lo, foi necessário anotar, o teor de umidade do solo e a quantidade de golpes necessários, para ocorrer o fechamento da ranhura imposta ao solo em aproximadamente treze milímetros de comprimento.

O Limite de Plasticidade (LP), também representado em porcentagem, é o teor de umidade que produz trincamentos ou fissuras em um cilindro de solo. O ensaio consistiu em submeter uma pequena porção da amostra, ao movimento de rolagem sobre uma placa de vidro porosa com a palma da mão, formando um cilindro de solo de aproximadamente três milímetros de diâmetro.

Obteve-se o índice de plasticidade (IP) através da subtração entre o limite de liquidez obtido e o limite de plasticidade, valores em porcentagem.

3.2.1.4 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação foi realizado com respaldo da NBR 7182, esse procedimento determina o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima do solo, tais dados nortearão a moldagem dos corpos de prova a seguir. A rotina da norma foi reproduzida para a amostra de solo natural, para as misturas solo-cimento, e solo com adição de cal, sendo o teor de aglomerante adicionado igual a 3% da massa de solo seco. O ensaio foi restringido a adição de 3% de aditivo químico, baseado nos resultados obtidos por Bordignon (2015) em que para a energia de compactação normal obteve para teores cal de 0%, 3%, 6%, 8% e 16% um desvio

padrão de 0,0065 (0,65%), e para os valores de massa específica 0,0169. A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos pelo autor.

Tabela 8 - Relação teor de umidade x peso específico o aparente seco.

| Medidas | Solo + adição para a energia normal de compactação | | | | |
|--------------------|--|-------|-------|-------|--------|
| Teor de Cal (%) | 0 (%) | 3 (%) | 6 (%) | 8 (%) | 16 (%) |
| ω ótima (%) | 26,42 | 27,02 | 27,32 | 25,62 | 26,53 |
| Yd máx. | 1,515 | 1,510 | 1,491 | 1,509 | 1,481 |

Fonte: Bordignon (2015).

Na quantificação da massa do solo, e demais componentes envolvidos no ensaio foram utilizadas duas balanças, sendo uma da marca RADWAG com precisão de $\pm 0,01g$, com restrição de se efetuar pesagens até 2kg, e outra fabricada pela empresa Líder com precisão de $\pm 2g$, porém capaz de averiguar medições até 20kg. O ensaio exigiu o emprego de molde cilíndrico, soquete para energia correspondente, extrator de corpos de prova, cápsulas metálicas, e estufa de marca LUCADEM.

A sistemática do experimento seguiu os seguintes passos, determinação da umidade higroscópica do solo, previamente destorroado e passante na peneira de 4,8 mm, previsão e separação das massas de solo, água e aditivo quando necessário, para o planejamento dos cinco pontos que formarão a curva de compactação, após a fase de organização iniciou-se a moldagem preenchendo o primeiro terço do cilíndrico com o solo, aplicando 26 golpes de soquete, após a execução da primeira e da segunda camada é necessário escarificar a superfície com auxílio de espátula.

Em seguida pesa-se o conjunto cilíndrico mais solo úmido compactado. Retira-se a amostra do molde com auxílio do extrator, e partindo-a ao meio, coleta-se três amostras que informam a umidade do material compactado. Para prosseguir a execução do ensaio com solo sem adição de aglomerantes é necessário desmanchar o material compactado até que o mesmo contenha partículas de diâmetro inferiores a 4,8mm. Acrescenta-se a água e efetua a homogeneização. Já para ensaio utilizando-se solo estabilizado não é possível reaproveitamento do material.

3.2.2 Moldagem e cura dos corpos de prova

Para execução dos corpos de prova utilizou-se de um molde cilíndrico modificado, representado na Figura 11, que continha as dimensões de 50 mm de

diâmetro por 100 mm de altura obedecendo à relação de 2:1 exigida. A essa escolha, justifica-se pelo fato de consumir uma menor quantidade de material para a confecção, facilidade de movimentação dos compostos, propiciar maior agilidade e velocidade na execução dos CPs, menor esforço físico do operador, e melhor precisão nos corpos de prova em relação a sua massa.

Os corpos de prova empregados no ensaio de resistência à compressão simples possuíam os seguintes teores de cal e cimento, 0%, 3%, 5%, 7% e 9%, para cada teor foram moldados cinco corpos de prova, somando ao todo quarenta e cinco. Os CPs produzidos foram embalados em papel filme, identificados e submetidos a processo de cura em câmara úmida por 28 dias, os demais processos de armazenamento foram amparados pela NBR 12024 com exceção a indicação de submeter às amostras, a imersão em tanque com água por um período de quatro horas antecedentes ao processo de ruptura.

A moldagem seguiu de acordo com a umidade ótima (27%), peso específico aparente seco máximo (1,51), e os teores de aditivos informados acima, determinados com precisão de 0,01g, assim procedeu-se com a mistura dos materiais em bandeja plástica, por aproximadamente dez minutos até o composto ser homogeneizado. Sendo que a quantidade de aglomerante, determinada a partir da massa seca de solo, e a massa de água levando em consideração, a soma das massas de partículas secas descontando a quantidade presente na umidade higroscópica.

A massa necessária para atingir os parâmetros ótimos de um CP, foi de 374,47 gramas, dividida em três porções e compactada com auxílio de prensa universal, da marca EMIC, localizada no laboratório de prensas da UTFPR, após o processo de moldagem para cada teor, as amostras foram retiradas e colocadas em cápsulas para se estabelecer o teor de umidade da mistura. Concluído o processo de moldagem, o corpo de prova era imediatamente extraído do molde, e sua massa, diâmetros e altura medidos com auxílio de balança RADWAG e paquímetro.



**Figura 11 - Molde cilíndrico modificado utilizado em RCS.
Fonte: Autoria própria**

3.2.3 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

De acordo com Foppa, 2005, ensaios de resistência à compressão simples (RCS), se mostram frequentes nos trabalhos que buscam verificar a eficácia da estabilização do solo com cimento ou com cal, por apresentar baixo custo de execução, ser breve e confiável.

A partir da experiência de obras, sabe-se que uma camada compactada de solo-cimento, ou solo-cal, aplicada sobre um solo de baixa capacidade de suporte, tem no geral a ruptura ocasionada por esforços de tração em sua base. Desse modo aparenta ser mais prudente utilizar o ensaio de resistência à tração como uma medida direta da resistência do solo-cimento. Entretanto diversos trabalhos demonstram que, em geral, a resistência à tração de solos cimentados varia entre 9% e 14% da resistência à compressão simples. A partir de tal possibilidade de correlação, juntamente com os aspectos mencionados acima, tornaram o RCS referência na avaliação das variáveis investigadas (FOPPA, 2005).

A realização dos ensaios de compressão simples seguiu os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025, os corpos de prova foram submetidos a rompimento em prensa universal, da marca EMIC, modelo DL 30000N, com célula de carga modelo TRD-29 calibrada, ilustrada na Figura 12, velocidade de deformação de 0,20 mm por minuto, e capacidade máxima de 30.000 Kgf, sendo os respectivos valores de ruptura arquivados.



**Figura 12 - Prensa EMIC, modelo DL 30000N.
Fonte: Autoria própria**

3.2.4 Ensaio CBR

A metodologia consiste na confecção de amostras compactadas em cinco camadas com aplicação de 12 golpes em cada uma. O soquete utilizado para o golpeamento tem massa igual a 4536g e a altura de queda é padronizada em 457mm. O processo foi o mesmo para todos os teores de aditivo propostos, ou seja, foram confeccionadas nove amostras sendo uma de solo natural e as restantes contendo 3, 5, 7 e 9% de aditivo nas misturas de solo-cal e solo-cimento.

Trabalhou-se com todas as amostras com teor de umidade ótimo e respectivo peso específico aparente seco máximo provenientes dos ensaios de compactação. Além disso a energia de compactação empregada a normal.

Assim que moldados, os corpos de prova foram imersos em água pelo período padronizado de 96 horas, sendo colhidas as medidas de expansão em intervalos de 24 horas e a partir de um extensômetro graduado em 0,01mm.

Findo o período de imersão, as amostras foram submetidas ao ensaio de penetração em prensa Universal da marca EMIC, modelo DL 30000N, com célula de carga calibrada e velocidade de carga de 1,24mm por minuto. A figura 13 retrata as amostras de CBR após o período de imersão.



**Figura 13 - Amostras de CBR retiradas da imersão.
Fonte: Autoria própria**

Por meio da penetração da prensa são colhidos dados de deformação por tensão aplicada que permitem o cálculo dos valores de CBR para cada mistura moldada, esse processo é representado na Figura 14.



**Figura 14 - Amostra de CBR sendo submetida ao ensaio de penetração.
Fonte: Autoria própria.**

As padronizações e metodologias utilizadas no ensaio foram baseadas nas normas ME-049 (DNER, 1994) e na NBR 9895 (ABNT, 1997).

O cálculo da expansão e do valor de índice de suporte (CBR) são executados de acordo com a última norma citada e são dados em porcentagem, figurando como principais parâmetros para os limites de aplicação do material em pavimentos rodoviários flexíveis.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios realizados, cujas metodologias foram detalhadas no capítulo anterior, serão apresentados e analisados neste capítulo de maneira conjunta, sendo mostrados os ensaios do solo natural, bem como os obtidos com a adição da cal hidratada em pó. Ressalta-se que as análises foram realizadas considerando o comportamento de um solo da região de Curitiba em condições naturais, associado com porcentagens pré-definidas da cal hidratada.

Inicialmente são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização granulométrica e sedimentação, realizados para as amostras de solo natural.

4.1 MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS

Os dados do ensaio de determinação da massa específica real dos grãos (Gs) do solo natural estão apresentados na tabela Tabela 7.

Tabela 9 - Dados do Ensaio de Massa Específica Real dos Grãos.

| Determinação da Massa Específica Real dos Grãos | | | |
|---|--------|--------|--------|
| Picnômetro | A | B | C |
| Temperatura (°C) | 21,1 | 17,4 | 17,4 |
| Picnômetro (g) | 69,13 | 68,30 | 63,48 |
| Picnômetro + Solo Seco (g) | 94,00 | 94,98 | 93,14 |
| Picnômetro + Água (g) | 168,59 | 167,79 | 162,99 |
| Picnômetro + Solo + Água (g) | 184,42 | 184,49 | 181,85 |
| Solo Seco (g) | 24,87 | 26,18 | 29,66 |
| Fator de Correção (K) | 0,9991 | 0,9991 | 0,9991 |
| Gs (g/cm ³) | 2,749 | 2,759 | 2,744 |

Fonte: Autoria própria.

Utilizou-se de um fator de correção (K), disposto no Quadro 1, o qual relaciona o peso específico da água em função da temperatura.

| °C | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 10 | - | 0,9996 | 0,9995 | 0,9994 | 0,9993 | 0,9991 | 0,9990 | 0,9988 | 0,9986 | 0,9984 |
| 20 | 0,9982 | 0,9980 | 0,9978 | 0,9976 | 0,9973 | 0,9971 | 0,9968 | 0,9965 | 0,9963 | 0,9960 |
| 30 | 0,9957 | 0,9954 | 0,9951 | 0,9947 | 0,9944 | 0,9941 | 0,9937 | 0,9934 | 0,9930 | 0,9926 |

Quadro 1 - Peso Específico da Água em Função da Temperatura (Valores em gF/cm³).

Fonte: ABNT (1984).

Os dados obtidos neste ensaio mostram que não foi preciso descarte de nenhum resultado do picnômetro, os Gs obtidos não diferiram mais que 0,02g/cm³ seguindo recomendações da NBR 6508. Assim obtém-se a massa específica real dos grãos com a média dos três ensaios do solo natural seco ao ar, que é 2,751g/cm³. Para a cal a massa específica real obtida foi de 2,75 g/cm³ e para o cimento de 3,14 g/cm³.

4.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica determina os diâmetros das partículas existentes no solo. Neste estudo a granulometria foi determinada através de ensaios de peneiramento por lavagem e ensaio de sedimentação de uma amostra de solo em seu estado natural.

4.2.1 Análise granulométrica por peneiramento

Na Tabela 10 apresentam-se os dados obtidos por lavagem do material nas peneiras.

Tabela 10 - Dados do Ensaio de granulometria por lavagem de material nas peneiras.

| Peneira | Material Retido | | Material Passante (%) |
|---------|-----------------|----------------|-----------------------|
| | Peso (g) | Percentual (%) | |
| 4 | 0,00 | 0,00 | 100,00 |
| 10 | 4,25 | 0,66 | 99,34 |
| 16 | 6,75 | 1,05 | 98,29 |
| 30 | 22,24 | 3,45 | 94,84 |
| 40 | 20,16 | 3,13 | 91,71 |
| 60 | 20,93 | 3,25 | 88,46 |
| 100 | 42,81 | 6,64 | 81,82 |
| 200 | 34,74 | 5,39 | 76,45 |
| Fundo | 492,98 | 76,45 | |
| Total | 644,86 | | |

Fonte: Autoria própria.

4.2.2 Análise granulométrica por sedimentação

Através do ensaio de caracterização granulométrica por sedimentação obteve-se os seguintes dados que estão descritos na Tabela 11.

Tabela - 11 Dados do Ensaio de Granulometria por Sedimentação.

| Tempo (min) | Leitura do Densímetro | Temperatura (°C) | Altura de queda (cm) | Diâmetro (mm) | Amostra total (%) |
|-------------|-----------------------|------------------|----------------------|---------------|-------------------|
| 0,5 | 1,041 | 22,1 | 9,14 | 0,0555 | 75,90 |
| 1 | 1,040 | 22,1 | 9,34 | 0,0397 | 73,68 |

| | | | | | |
|------|-------|------|-------|--------|-------|
| 2 | 1,038 | 22,1 | 9,73 | 0,0286 | 69,23 |
| 4 | 1,037 | 22,1 | 10,03 | 0,0206 | 65,89 |
| 8 | 1,033 | 22,1 | 10,72 | 0,0150 | 58,10 |
| 15 | 1,029 | 22,0 | 11,60 | 0,0114 | 48,06 |
| 30 | 1,026 | 22,0 | 12,19 | 0,0083 | 41,38 |
| 60 | 1,022 | 22,3 | 12,88 | 0,0060 | 33,70 |
| 120 | 1,020 | 22,5 | 13,28 | 0,0043 | 29,33 |
| 240 | 1,016 | 22,8 | 14,07 | 0,0031 | 20,54 |
| 1440 | 1,010 | 23,5 | 15,25 | 0,0013 | 7,46 |

Fonte: Autoria própria.

O densímetro utilizado é do tipo bulbo simétrico e foi calibrado nas seguintes escalas: temperatura de 20^o e graduado de 0,01, na faixa de 0,995 a 1,050. Na Tabela 12 estão os dados da calibração do densímetro e na Figura 15 apresenta-se um gráfico que relaciona à altura de queda com as leituras do densímetro de bulbo.

Tabela 12 - Dados da Calibração do Densímetro.

| Atura de queda x leitura | | | |
|--------------------------|----------------|---------------------------------------|------------------|
| | | Pescoço p (cm) | 0,58 |
| | | h/2 (cm) | 7,30 |
| | | Volume (cm ³) | 56,11 |
| | | Seção da Proveta A (cm ²) | 27,43 |
| Leitura | Distância (cm) | $a = M + p + h/2$ | $a' = a - Vd/2A$ |
| 1,050 | 0,00 | 7,88 | 6,86 |
| 1,040 | 1,96 | 7,88 | 8,82 |
| 1,030 | 3,80 | 11,68 | 10,66 |
| 1,020 | 5,79 | 13,67 | 12,65 |
| 1,010 | 7,76 | 15,64 | 14,62 |
| 1,000 | 9,80 | 17,68 | 16,66 |
| 0,995 | 10,88 | 18,76 | 17,74 |

Fonte: Autoria própria.

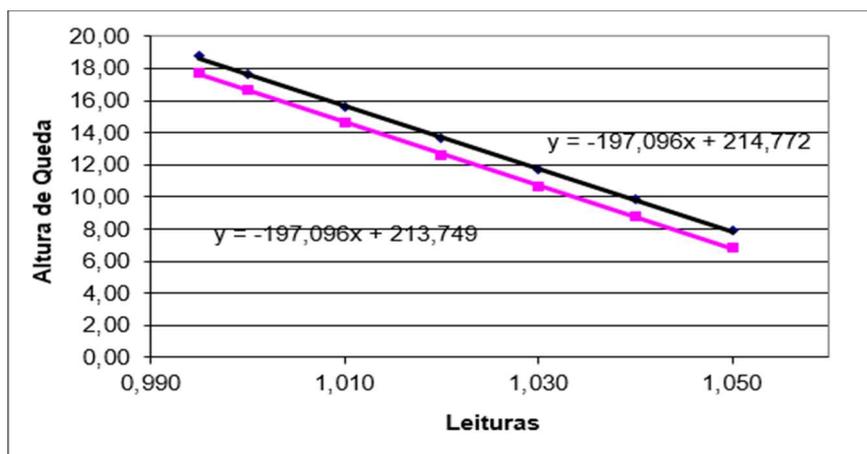


Figura 15 - Relação da Altura de Queda com a Leitura do Densímetro
 Fonte: Autoria própria.

4.2.3 Curva Granulométrica

Através dos dados obtidos nos ensaios caracterização por peneiramento e sedimentação foi possível determinar a curva granulométrica para essa amostra de solo natural da Formação Guabirota. Na Figura 16 tem-se a curva granulométrica.

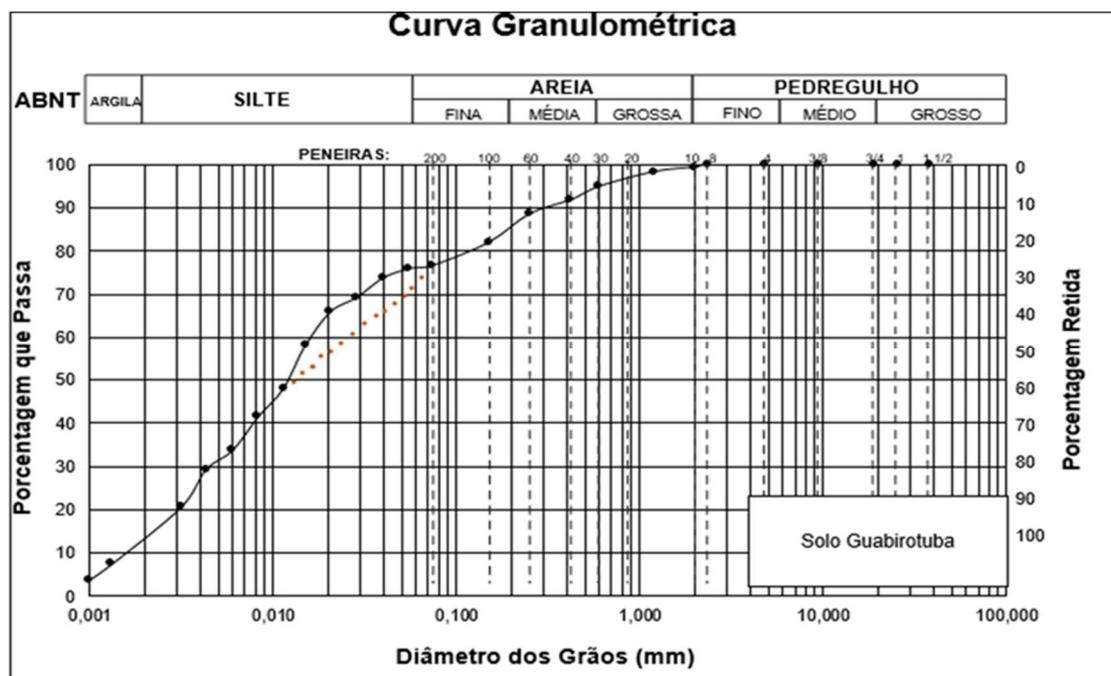


Figura 16 - Curva Granulométrica do solo natural
 Fonte: Autoria própria.

Em conformidade com a escala utilizada pela NBR 6502, a amostra estudada apontou um solo com as seguintes composições: 1% de pedregulho (acima de 2mm),

23% de areia (de 0,06 a 2mm), 61% de silte (de 0,002 a 0,06mm) e 15% de argila (abaixo de 0,002mm). Na tabela 13 apresenta-se um resumo da composição granulométrica da amostra.

Tabela 13 - Composição Granulométrica do Solo Natural.

| Argila | Silte | Areia | | | Pedregulho |
|--------|-------|-------|-------|--------|------------|
| | | Fina | Média | Grossa | |
| 15% | 61% | 10% | 9% | 4% | 1% |

Fonte: Autoria própria.

4.3 LIMITES DE ATTERBERG

Os limites físicos de consistência da amostra de solo para esse estudo foram obtidos através de ensaios de limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e determinação do índice de plasticidade (IP).

4.3.1 Limite de Liquidez

Os dados do ensaio do LL de solo natural estão dispostos na Tabela 14.

Tabela 14 - Dados da Determinação do LL do Solo Natural.

| Identificação | Cápsulas | | | Umidade (%) | Número de Golpes |
|---------------|----------|----------------|---------------|-------------|------------------|
| | Tara (g) | Solo úmido (g) | Solo seco (g) | | |
| E002 | 7,67 | 14,50 | 12,14 | 52,80 | 15 |
| 0033H | 6,43 | 14,28 | 11,68 | 49,52 | 21 |
| 0017H | 7,93 | 18,09 | 14,85 | 46,82 | 28 |
| 0023H | 6,87 | 13,11 | 11,21 | 43,78 | 40 |
| 0005H | 7,67 | 16,08 | 13,58 | 42,30 | 48 |

Fonte: Autoria própria

Com os dados da tabela 14, foi possível gerar o gráfico disposto na Figura 17, nele é possível determinar que o LL da amostra de solo é aproximadamente 48%.

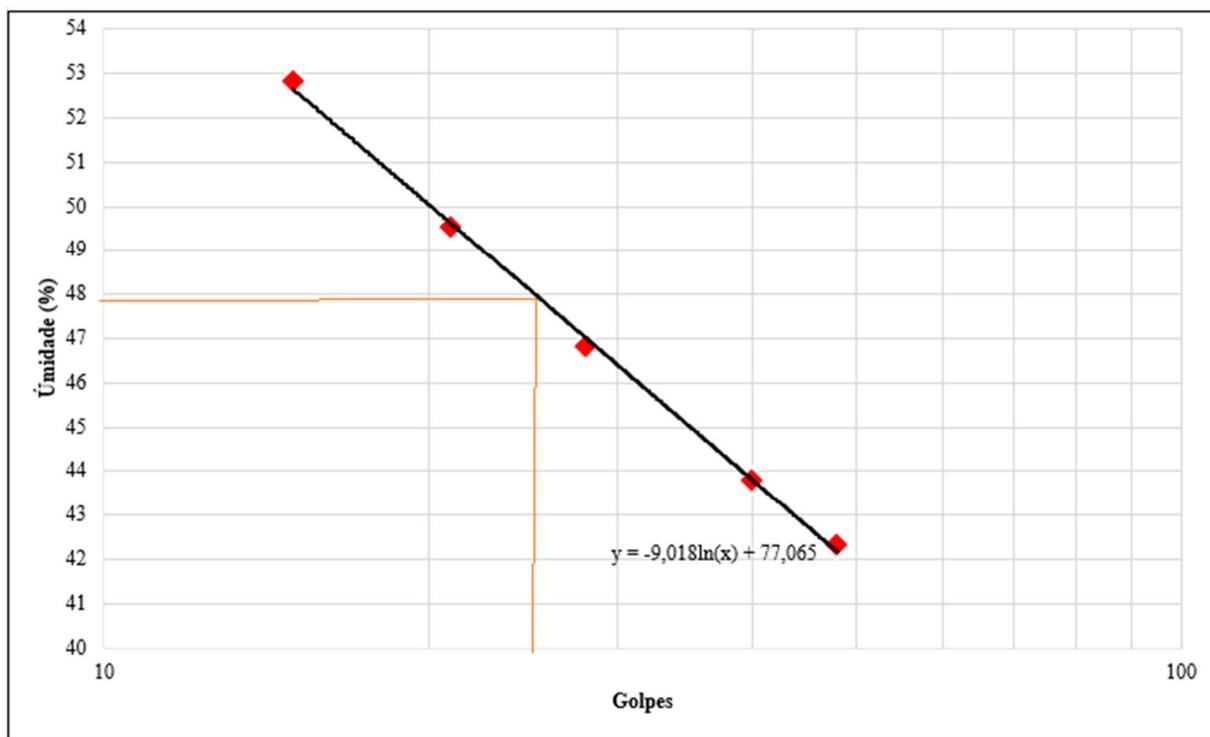


Figura 17 - LL do Solo Natural.
Fonte: A autoria própria.

Os dados da Tabela 15 apresenta o valor aproximado de LL para cada um dos teores de 3%, 5%, 7% e 9% de Solo-cal e na Tabela 16 os valores aproximados de LL para Solo-cimento em cada teor nos ensaios realizados.

Tabela 15 - Resultado dos ensaios de LL do solo com adição de cal.

| Solo + teor de cal (%) | 3% | 5% | 7% | 9% |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Limite de liquidez médio (%) | 48,33 | 49,27 | 48,10 | 46,92 |
| Limite de liquidez (com 25 golpes %) | 48 | 49 | 48 | 47 |

Fonte: A autoria própria.

Tabela 16 - Resultado dos ensaios de LL do solo com adição de cimento.

| Solo + teor de cimento (%) | 3% | 5% | 7% | 9% |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Limite de liquidez médio (%) | 46,89 | 45,92 | 43,60 | 44,94 |
| Limite de liquidez (com 25 golpes %) | 47 | 46 | 44 | 45 |

Fonte: A autoria própria.

Observa-se que o solo sem aditivos apresentou um LL aproximado de 48%, já a média dos limites de liquidez dos teores de solo-cal foi aproximadamente 48%, e para os valores de LL dos teores de solo-cimento obteve-se média aproximada 45%.

4.3.2 Limite de Plasticidade

Os dados do ensaio de determinação de LP do solo natural e das misturas solo-cal e solo-cimento nos teores de 3%, 5%, 7% e 9% estão contidos na Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19, respectivamente.

Tabela 17 - Dados da Determinação do LP do Solo Natural.

| Cápsulas | | | | |
|---------------|----------|----------------|---------------|-------------|
| Identificação | Tara (g) | Solo úmido (g) | Solo seco (g) | Umidade (%) |
| 0034H | 7,20 | 7,95 | 7,76 | 33,93 |
| 0029H | 7,10 | 8,17 | 7,89 | 35,44 |
| 0020H | 6,81 | 8,22 | 7,83 | 38,24 |
| 001H | 7,74 | 9,30 | 8,92 | 32,20 |
| 0022H | 7,20 | 7,98 | 7,80 | 30,00 |

Fonte: Autoria própria.

Tabela 18 - Resultado dos ensaios de LP do solo com adição de cal.

| Solo + teor de cal (%) | 3% | 5% | 7% | 9% |
|---|-------|-------|-------|-------|
| Limite de plasticidade médio (%) | 34,12 | 33,27 | 32,46 | 33,89 |
| Limite de plasticidade (Nº inteiro próximo) | 34 | 33 | 32 | 34 |

Fonte: Autoria própria.

Tabela 19 - Resultado dos ensaios de LP do solo com adição de cimento.

| Solo + teor de cimento (%) | 3% | 5% | 7% | 9% |
|---|-------|-------|-------|-------|
| Limite de plasticidade médio (%) | 38,02 | 38,14 | 39,89 | 39,78 |
| Limite de plasticidade (Nº inteiro próximo) | 38 | 38 | 40 | 40 |

Fonte: Autoria própria.

Para o solo natural o LP ficou em média 33,96%, e os limites de plasticidade dos teores das misturas solo-cal e solo-cimento tiveram uma pequena variação. De acordo com Correia (2008 apud Rissardi, 2016) a adição de cal no solo faz com que a plasticidade do mesmo reduza, nessa pesquisa não foi possível observar tal redução.

4.3.3 Índice de Plasticidade

O IP é obtido através da subtração de LL pelo LP ($IP=LL-LP$). Na Tabela 20 é apresentado os resultados do LL e LP para o solo natural e cada teor de solo-cal, e

na Tabela 21 são reapresentados os índices para solo natural, e para os teores de solo-cimento, junto com seus respectivos IP.

Tabela 20 - Resumo dos Ensaio LL e LP, e Determinação do IP para Solo-Cal.

| Ensaio | Teor de Cal | | | | |
|--------|-------------|----|----|----|----|
| | 0% | 3% | 5% | 7% | 9% |
| LL (%) | 48 | 48 | 49 | 48 | 47 |
| LP (%) | 34 | 34 | 33 | 32 | 34 |
| IP (%) | 14 | 14 | 16 | 16 | 13 |

Fonte: Autoria própria.

Tabela 21 - Resumo dos Ensaio LL e LP, e Determinação do IP para Solo-Cimento.

| Ensaio | Teor de Cimento | | | | |
|--------|-----------------|----|----|----|----|
| | 0% | 3% | 5% | 7% | 9% |
| LL (%) | 48 | 47 | 46 | 44 | 45 |
| LP (%) | 34 | 38 | 38 | 40 | 40 |
| IP (%) | 14 | 9 | 8 | 4 | 5 |

Fonte: Autoria própria.

O índice de plasticidade do solo natural, ou seja 0% aditivo, é de 14% apresentando plasticidade média assim como para os teores 3% e 9% de solo-cal e todos teores de solo-cimento, sendo eles 3%, 5%, 7% e 9%. Já os teores de 5% e 7% de solo-cal apresentaram IP de 16%, respectivamente, sendo classificado como muito plástico por Vargas (1978). Também nessa classificação o solo se enquadra como siltoso, tanto natural quanto nas misturas analisadas de solo-cal e solo-cimento. No Quadro 2 tem-se a classificação de solos tropicais em função do índice de plasticidade e limite de liquidez.

**Quadro 2 -
dos solos em**

| Tipo de Solo | IP (%) | LL (%) |
|--------------|--------------------|---------|
| Arenoso | 0 a 10 | 0 a 30 |
| Siltoso | 5 a 25 | 20 a 50 |
| Argiloso | > 20 | > 40 |
| IP = 0 | Não Plásticos | |
| 1 < IP ≤ 7 | Pouco Plásticos | |
| 7 < IP ≤ 15 | Plasticidade Média | |
| IP ≥ 15 | Muito Plástico | |

**Classificação
função dos**

(IP) e (LL).

Fonte: Adaptado de Vargas, (1978).

4.4 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Como descrito no item 3.2.1.4 o ensaio de compactação foi realizado com amparo na NBR 7182/2016, inicialmente serão apresentados os resultados obtidos para solo natural, em seguida solo com adição de cimento e solo-cal ambos os últimos com teor de aditivo equivalente a 3% da massa de solo seca empregada.

Baseando-se no volume do molde utilizado (996,28 cm³), nas massas e umidades dos corpos de prova, foram determinadas as massas específicas aparentes (γ) e as massas específicas aparentes secas (γ_d) para o solo ensaiado. A umidade ótima do solo natural ficou definida em 27,00% e a massa específica aparente seca em 1,51 g/cm³. A Tabela 22 exibe os dados do procedimento.

Tabela 22- Dados da determinação da massa específica para solo natural.

| Resultados Ensaio de Compactação – Solo Natural | | | |
|---|-------------|-------------------------------|---------------------------------|
| Identificação | Umidade (%) | γ (g/cm ³) | γ_d (g/cm ³) |
| CP1 | 15,38 | 1,58 | 1,37 |
| CP2 | 17,46 | 1,65 | 1,40 |
| CP3 | 19,64 | 1,71 | 1,43 |
| CP4 | 22,47 | 1,80 | 1,47 |
| CP5 | 24,91 | 1,86 | 1,49 |
| CP6 | 27,81 | 1,92 | 1,50 |
| CP7 | 37,23 | 1,80 | 1,31 |
| CP8 | 39,79 | 1,78 | 1,28 |
| CP9 | 44,65 | 1,76 | 1,21 |

Fonte: Autoria própria.

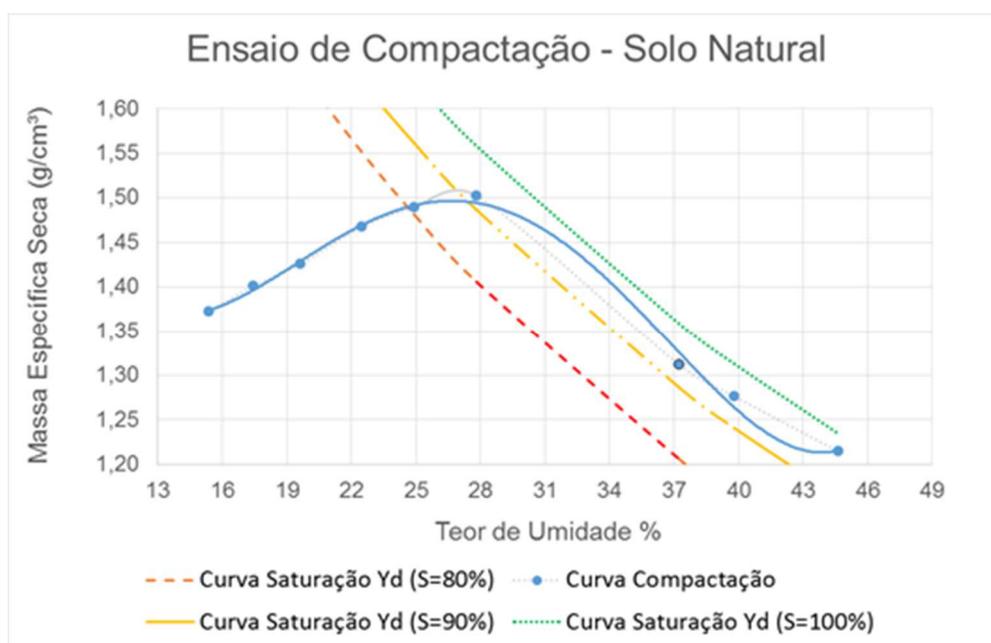


Figura 18 - Curva de compactação para solo natural.
 Fonte: Autoria própria.

Na determinação das propriedades ótimas de compactação do solo com adição de 3% de cimento portland, o valor da massa específica aparente seca máxima ficou em 1,48 g/cm³, e a umidade ótima em 27,10% para uma energia de compactação normal. A Tabela 23 está preenchida com os resultados obtidos a partir do ensaio e a Figura 19 apresenta o gráfico da curva de compactação do solo-cimento.

Tabela 23 - Dados da determinação da massa específica para solo cimento.

Resultados Ensaio de Compactação – Solo Cimento

| Identificação | Umidade (%) | Y (g/cm ³) | Yd (g/cm ³) |
|---------------|-------------|------------------------|-------------------------|
| CP1 | 22,83 | 1,77 | 1,44 |
| CP2 | 26,28 | 1,86 | 1,47 |
| CP3 | 30,47 | 1,90 | 1,45 |
| CP4 | 33,82 | 1,88 | 1,40 |
| CP5 | 37,55 | 1,80 | 1,31 |
| CP6 | 47,70 | 1,73 | 1,17 |
| CP7 | 50,46 | 1,69 | 1,12 |

Fonte: Autoria própria.

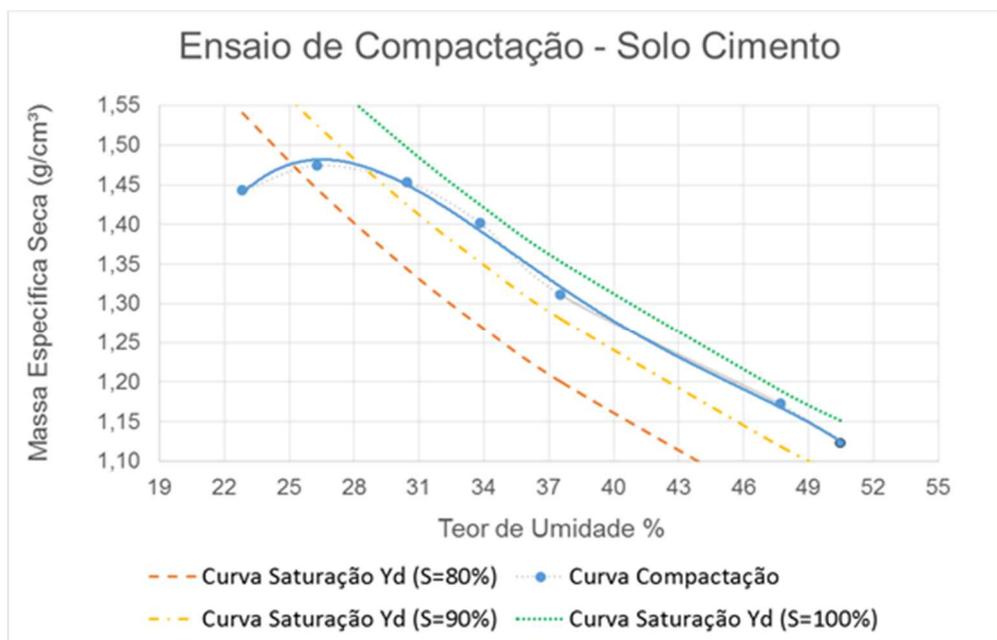


Figura 19 - Curva de compactação para solo-cimento.
Fonte: Autoria própria.

O ensaio de compactação do solo com adição de 3% de cal resultou em um valor de umidade ótima em 29,8% e 1,44 g/cm³ para a massa específica aparente seca máxima, conforme curva representada na Figura 20. A Tabela 24 contém os valores que foram utilizados para gerar a curva de compactação para a amostra de solo-cal.

Tabela 24 - Dados da Determinação do Peso Específico para solo cal.

Resultados Ensaio de Compactação – Solo Cal

| Identificação | Umidade (%) | Y (g/cm ³) | Yd (g/cm ³) |
|---------------|-------------|------------------------|-------------------------|
| CP1 | 23,28 | 1,74 | 1,41 |
| CP2 | 27,49 | 1,81 | 1,42 |
| CP3 | 29,81 | 1,87 | 1,44 |
| CP4 | 33,99 | 1,87 | 1,40 |
| CP5 | 36,20 | 1,84 | 1,35 |
| CP6 | 41,25 | 1,79 | 1,27 |
| CP7 | 42,52 | 1,76 | 1,23 |

Fonte: Autoria própria.

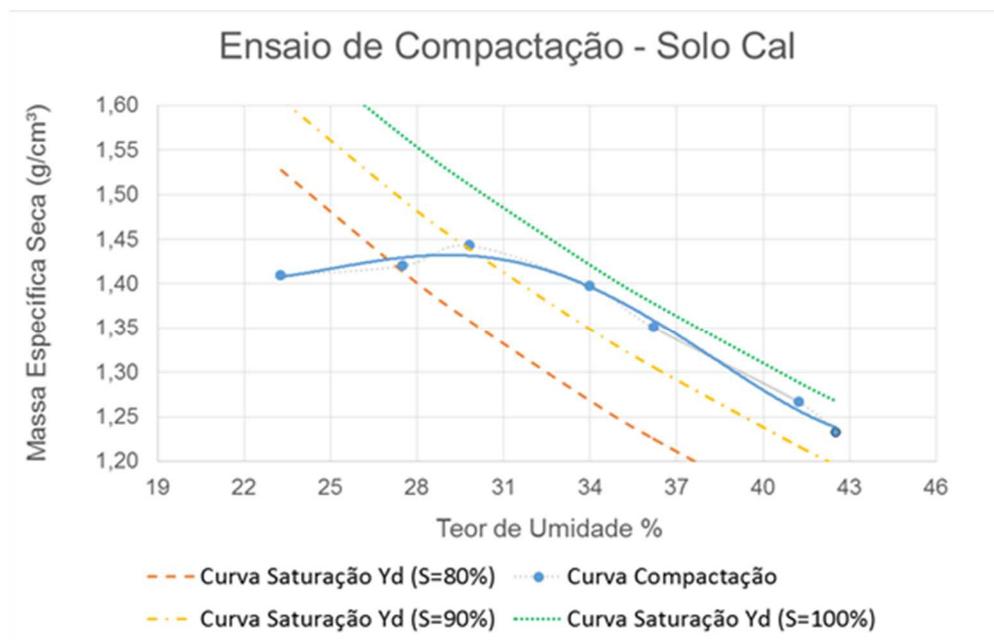


Figura 20 - Curva de compactação para solo-cal.
Fonte: Autoria própria.

Conforme descrito no capítulo de revisão bibliográfica, a tendência de as curvas de compactação traçadas para solos com adição de aglomerantes como o cimento Portland e a cal, indicarem uma umidade ótima superior ao do solo natural e massa específica aparente seca máxima inferior ao mesmo, foi confirmada. Ambos os aditivos contêm partículas finas, necessitando assim de uma quantidade maior de água para envolver completamente todas as superfícies de contato e para realizar reações de hidratação. Porém, em seu trabalho, Bordignon (2015), não constatou uma padronização de tais propriedades de acordo com o aumento do teor de aditivo.

A Figura 21 apresenta um gráfico onde as curvas de compactação de solo natural, solo-cimento e solo-cal estão dispostas no mesmo plano.

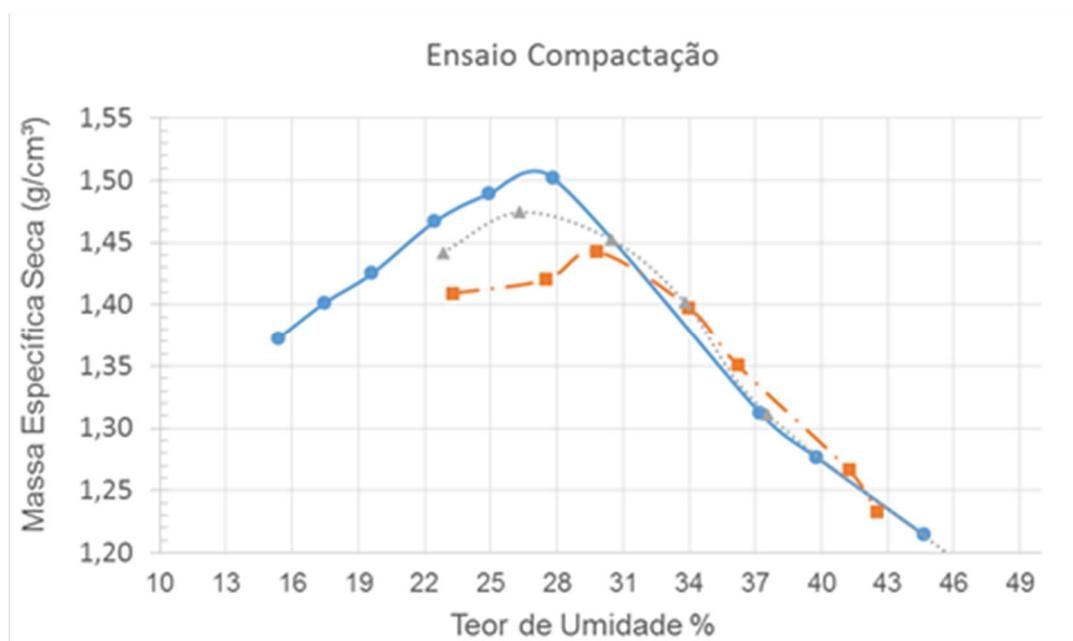


Figura 21 - Curvas de compactação obtidas para solo natural solo-cimento e solo-cal.
Fonte: Autoria própria.

4.5 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS)

Conforme descrito em 3.2.2, quarenta e cinco corpos de prova foram submetidos a rompimento sob solicitação de compressão simples em prensa e a Tabela 25 apresenta os resultados médios obtidos. Os valores médios passaram por dois tratamentos que visaram retirar da amostra de dados os resultados distorcidos, dessa forma somente corpos de prova que obtiveram parâmetros de umidade e massa específica aparente seca dentro do intervalo formado por 5% de variação em relação aos que foram definidos para a moldagem (ótimos) foram aceitos. O segundo tratamento consistiu em retirar os resultados que obtiveram mais que 10% de variação em relação à média aritmética. A tabela 25 apresenta os valores de RCS obtidos após tais considerações.

Tabela 25 - Resultado de RCS dos corpos de prova (MPa).

| Mistura | Teor de Aditivo | | | | |
|--------------|-----------------|------|------|------|------|
| | 0% | 3% | 5% | 7% | 9% |
| Solo Natural | 0,33 | - | - | - | - |
| Solo-cimento | - | 0,86 | 1,45 | 2,18 | 2,33 |
| Solo-cal | - | 0,40 | 0,66 | 0,83 | 0,98 |

Fonte: Autoria própria.

A Figura 22 representa um gráfico que possui no eixo das ordenadas as tensões de rupturas em MPa quantificadas para as misturas ensaiadas nesse estudo e no eixo das abscissas os valores de teor de aditivo introduzidos no solo. Em verde está representada a resistência do solo natural, que percorre o eixo “x” apenas por motivos de comparação, indicando a RCS para o solo sem nenhuma inserção de aditivo.

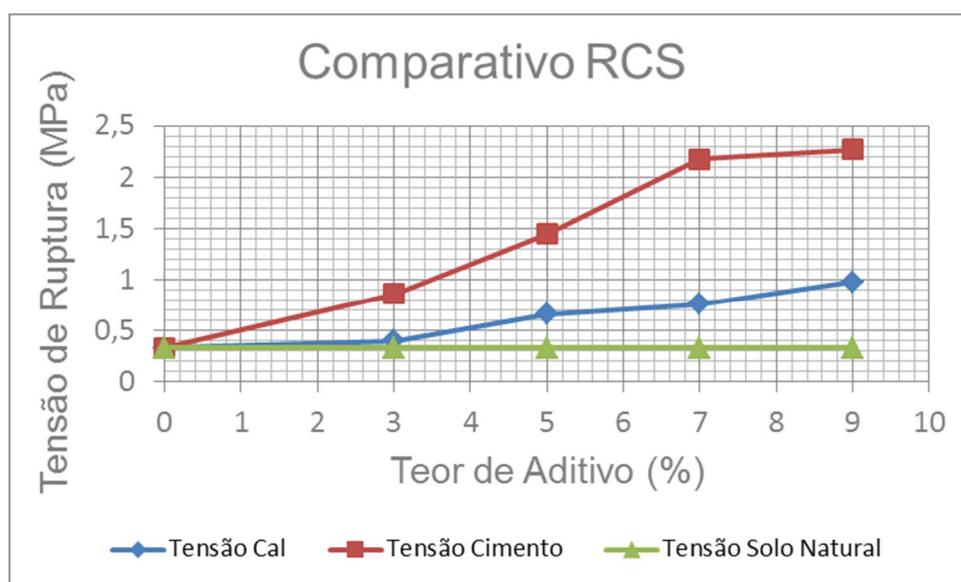


Figura 22 - Resultados de RCS obtidos para as estabilizações estudadas.
Fonte: Autoria própria.

Os melhores resultados de resistência foram aferidos para estabilizações do solo com teores de aditivo em 9%, com ganhos estimados em relação à RCS (tensão de compressão na ruptura) de 606% para o solo-cimento e de 197% para solo-cal. Observa-se pela Figura 24 que o aumento no teor de aditivo, resulta em crescimento da resistência a compressão para todas as misturas, fato também constatado por autores que utilizaram diversos outros tipos de solo, como Parente (2002), Dalla Rosa (2009), Vitali (2008), Foppa (2005) e Lovato (2004).

É possível observar a partir da Figura 24, para teor de aditivo até 7% que o coeficiente angular da reta que expõe os resultados para solo-cimento é maior que o mesmo parâmetro geométrico para solo-cal. Tais constatações indicam que para a mesma variação de porcentagem de aglomerante introduzida à massa seca do solo, o ganho de resistência à compressão simples para mistura com cimento, é

significamente maior. Já para teores entre 7% e 9% essa relação é equilibrada. Tais considerações obviamente são válidas somente para o solo específico estudado.

Com base nos resultados de resistência à compressão (RCS) obtidos neste trabalho para o solo com adição de cimento Portland, e de solo estabilizado com cal, foi possível estabelecer um indicativo de grandeza da RCS, exposto na Tabela 26, dividindo as tensões de ruptura de solo-cimento pelas de solo-cal.

Tabela 26 - Comparação de RCS solo-cimento em relação à RCS solo-cal.

| Mistura | Teor de Aditivo | | | | |
|-------------------------------|-----------------|------|------|------|------|
| | 0% | 3% | 5% | 7% | 9% |
| Relação Solo-cimento/Solo-cal | - | 2,15 | 2,20 | 2,63 | 2,38 |

Fonte: Autoria própria.

A literatura indica que tais valores eram esperados já que a composição do solo segundo a ABNT aponta uma porcentagem de 23% para areias (10% fina, 9% média e 4% grossa) e de 15% para argilas, o que favorece reações cimentantes.

Com relação à aplicação do material para fins de pavimentação, objetivo deste trabalho, apenas as adições de cimento Portland nas porcentagens de 7% e 9% se mostraram conformes para serem empregadas em camadas de base, e sub-base. Avaliando somente os requisitos de RCS, as Tabelas 27 e 28 evidenciam esses valores limites. A designação da mistura para uso em fundações de rodovias, ainda necessita atingir os requisitos de ISC.

Tabela 27 - Limites para aceite da mistura pelo DER/PR ES-P 11/05.

Parâmetros mínimos de aceite do RCS pelo DER/PR

| Camada | RCS (MPa) | Estabilização |
|----------|-----------|--------------------------|
| Sub-Base | 1,2 a 2,1 | Solo tratado com cimento |
| Base | 1,5 a 2,1 | Solo tratado com cimento |
| Sub-Base | ≥ 2,1 | Solo-cimento |

Fonte DER/PR ES-P 11/05 (2005 p.4).

Tabela 28 - Limites para aceite da mistura pelo DNIT 143/10 e 058/04.

Parâmetros mínimos de aceite do RCS pelo DNIT

| Camada | RCS (MPa) | Estabilização |
|----------|-----------|---------------|
| Base | ≥ 2,1 | Solo-cimento |
| Sub-Base | ≥ 2,1 | Solo-cimento |

Fonte DNIT 143 (2010 p.4) e 58 (2004 p.3).

4.5.1 RCS para solo natural

As propriedades que caracterizam os corpos de provas produzidos para a análise da resistência do solo natural estudado, estão informadas na Tabela 29 abaixo.

Tabela 29 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo natural.

| Solo Natural | | Ensaio de RCS | | | | |
|---------------|---------------|---------------|-------------------------------|-------------------------|-----------|--------------|
| Identificação | Tempo de Cura | ω (%) | γ (g/cm ³) | Área (mm ²) | Força (N) | Tensão (Mpa) |
| CP 01 | 28 dias | 27,13 | 1,46 | 1959,57 | 1054,37 | 0,54 |
| CP 02 | 28 dias | 27,74 | 1,56 | 1947,82 | 632,62 | 0,32 |
| CP 03 | 28 dias | 27,90 | 1,46 | 1959,57 | 712,96 | 0,36 |
| CP 04 | 28 dias | 27,85 | 1,49 | 1928,31 | 612,54 | 0,32 |
| CP 05 | 28 dias | 28,19 | 1,49 | 1963,50 | 652,71 | 0,33 |

Fonte: Autoria própria.

4.5.2 RCS para solo-cal

As Tabelas de 30 a 33 estão preenchidas com os parâmetros relevantes obtidos no ensaio RCS para solo-cal. É possível observar que todos os corpos de prova com adição de cal apresentaram valores de resistência superiores ao do solo natural.

Tabela 30 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cal 3%.

| Solo Cal 3% | | Ensaio de RCS | | | | |
|---------------|----------------|---------------|-------------------------------|-------------------------|----------------|--------------|
| Identificação | Tempo de Cura | ω (%) | γ (g/cm ³) | Área (mm ²) | Força (N) | Tensão (MPa) |
| CP 06 | 28 dias | 29,25 | 1,45 | 1963,50 | 1074,45 | 0,55 |
| CP 07 | 28 dias | 27,48 | 1,47 | 1955,65 | 1184,91 | 0,61 |
| CP 08 | 28 dias | 27,28 | 1,48 | 1971,36 | 773,21 | 0,39 |
| CP 09 | 28 dias | 27,40 | 1,45 | 1975,29 | 793,29 | 0,40 |
| CP 10 | 28 dias | 28,66 | 1,45 | 1971,36 | 793,29 | 0,40 |

Fonte: Autoria própria.

A tabela 30 teve descartados da análise os corpos de provas 06 e 07, pois suas respectivas umidades superaram o limite de 5% de variação aceitável. Já no segundo tratamento apenas os CPs 07 e 08 tiveram a RCS dentro do intervalo de 10% de tolerância. O incremento de resistência em relação solo natural foi de 20,28%.

Tabela 31 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cal 5%.

| Solo Cal 5% | | Ensaio de RCS | | | | |
|---------------|---------------|---------------|--------------------------|-------------------------|-----------|--------------|
| Identificação | Tempo de Cura | ω (%) | Y (g/cm ³) | Área (mm ²) | Força (N) | Tensão (Mpa) |
| CP 11 | 28 dias | 27,41 | 1,50 | 1951,73 | 1325,49 | 0,68 |
| CP 12 | 28 dias | 27,19 | 1,50 | 1951,73 | 1425,91 | 0,73 |
| CP 13 | 28 dias | 26,64 | 1,48 | 1951,73 | 1215,04 | 0,62 |
| CP 14 | 28 dias | 28,29 | 1,47 | 1971,36 | 1516,29 | 0,77 |
| CP 15 | 28 dias | 27,69 | 1,50 | 1936,1 | 1305,41 | 0,67 |

Fonte: Autoria própria.

Nenhum dado apresentado na tabela 31 necessitou ser descartado, já que todos atenderam ao primeiro tratamento. Em relação ao segundo tratamento apenas o CP 12 teve que ser retirado da análise final, já que destoou em mais de 10% da média aritmética. O incremento de resistência em relação ao teor anterior foi de 65,94%.

Tabela 32 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cal 7%.

| Solo Cal 7% | | Ensaio de RCS | | | | |
|---------------|----------------|---------------|--------------------------|-------------------------|----------------|--------------|
| Identificação | Tempo de Cura | ω (%) | Y (g/cm ³) | Área (mm ²) | Força (N) | Tensão (Mpa) |
| CP 16 | 28 dias | 26,25 | 1,47 | 1979,23 | 1646,83 | 0,83 |
| CP 17 | 28 dias | 26,53 | 1,22 | 1903,10 | 652,71 | 0,34 |
| CP 18 | 28 dias | 27,25 | 1,36 | 1920,54 | 1435,95 | 0,75 |
| CP 19 | 28 dias | 27,27 | 1,48 | 1928,31 | 1345,58 | 0,70 |
| CP 20 | 28 dias | 26,93 | 1,51 | 1932,21 | 1847,66 | 0,96 |

Fonte: Autoria própria.

Os corpos de prova 17 e 18, cujos resultados estão informados na Tabela 32, não estão com valores adequados de massa específica aparente seca, dessa forma foram excluídos do segundo tratamento. A única amostra que obteve conformidade foi a 16. O acréscimo de resistência em relação ao teor de 5% foi quantificado em 26,33%.

Tabela 33 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cal 9%.

| Solo Cal 9% | | Ensaio de RCS | | | | |
|---------------|----------------|---------------|-------------------------------|-------------------------|----------------|--------------|
| Identificação | Tempo de Cura | ω (%) | γ (g/cm ³) | Área (mm ²) | Força (N) | Tensão (Mpa) |
| CP 21 | 28 dias | 27,14 | 1,50 | 1973,33 | 1978,2 | 1,00 |
| CP 22 | 28 dias | 27,98 | 1,44 | 1967,42 | 1867,74 | 0,95 |
| CP 23 | 28 dias | 27,09 | 1,35 | 2000,98 | 1466,08 | 0,73 |
| CP 24 | 28 dias | 28,27 | 1,54 | 1969,39 | 1335,54 | 0,68 |
| CP 25 | 28 dias | 27,26 | 1,44 | 1971,36 | 2420,03 | 1,23 |

Fonte: Autoria própria.

A tabela 33 contém apenas o CP 23 como resultado não conforme de massa específica aparente seca, portanto não contribuiu para a análise de RCS. Em relação ao segundo critério de padronização, todos foram aceitos para a média aritmética final. O incremento de resistência em relação ao solo estabilizado com cal no teor anterior foi estimado em 17,29%.

Observando os dados informados pelas Tabelas 28 à 31, o acréscimo de aditivo mais eficiente do ponto de vista de aumento de resistência à compressão simples, está definido no intervalo de 3% a 5% tendo um ganho relativo de 65,94%.

4.5.3 RCS para solo-cimento

Neste tópico será apresentado com mais detalhes os resultados para o ensaio de resistência a compressão simples e parâmetros obtidos para cada corpo de prova moldado para solo-cimento por meio das tabelas 34 até 37.

Tabela 34 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cimento 3%.

| Solo Cimento 3% | | Ensaio de RCS | | | | |
|-----------------|---------------|---------------|-------------------------------|-------------------------|-----------|--------------|
| Identificação | Tempo de Cura | ω (%) | γ (g/cm ³) | Área (mm ²) | Força (N) | Tensão (Mpa) |
| CP 26 | 28 dias | 26,32 | 1,49 | 1971,36 | 1767,33 | 0,90 |
| CP 27 | 28 dias | 27,50 | 1,47 | 1971,36 | 1686,99 | 0,86 |
| CP 28 | 28 dias | 26,78 | 1,49 | 1969,39 | 1697,04 | 0,86 |
| CP 29 | 28 dias | 26,74 | 1,48 | 1963,50 | 1606,66 | 0,82 |
| CP 30 | 28 dias | 26,85 | 1,51 | 1971,36 | 1897,87 | 0,96 |

Fonte: Autoria própria.

A tabela 34 não teve nenhum corpo de prova excluído pela condição de aceite das propriedades ótimas, que possui como tolerância variações de até 5% em relação aos parâmetros ótimos. Apenas o CP 30 não contribuiu para a média aritmética final,

pois sua tensão de ruptura variou em mais de 10%. O incremento de resistência em relação ao solo natural foi de 160,22%.

Tabela 35 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cimento 5%

| Solo Cimento 5% | | Ensaio de RCS | | | | |
|-----------------|----------------|---------------|------------------------|-------------------------|----------------|--------------|
| Identificação | Tempo de Cura | ω (%) | Y (g/cm ³) | Área (mm ²) | Força (N) | Tensão (Mpa) |
| CP 31 | 28 dias | 26,03 | 1,49 | 1971,36 | 3303,7 | 1,68 |
| CP 32 | 28 dias | 26,60 | 1,51 | 1963,50 | 2922,11 | 1,49 |
| CP 33 | 28 dias | 26,76 | 1,47 | 1963,50 | 2791,57 | 1,42 |
| CP 34 | 28 dias | 25,62 | 1,51 | 1971,36 | 3524,61 | 1,79 |
| CP 35 | 28 dias | 27,35 | 1,47 | 1971,36 | 2540,53 | 1,29 |

Fonte: Autoria própria.

A tabela 35 teve o resultado do corpo de prova 34 excluído devido à sua umidade ter extrapolado a variação de até 5% em relação aos parâmetros ótimos. Para o segundo tratamento as amostras 32 e 33 corresponderam aos requisitos. O incremento de resistência em relação ao teor anterior foi de 69,43%.

Tabela 36 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cimento 7%.

| Solo Cimento 7% | | Ensaio de RCS | | | | |
|-----------------|---------------|---------------|------------------------|-------------------------|-----------|--------------|
| Identificação | Tempo de Cura | ω (%) | Y (g/cm ³) | Área (mm ²) | Força (N) | Tensão (Mpa) |
| CP 36 | 28 dias | 27,22 | 1,48 | 1975,29 | 4307,86 | 2,18 |
| CP 37 | 28 dias | 26,26 | 1,50 | 1967,42 | 4438,40 | 2,26 |
| CP 38 | 28 dias | 26,66 | 1,50 | 1967,42 | 4227,53 | 2,15 |
| CP 39 | 28 dias | 26,82 | 1,50 | 1955,65 | 4358,07 | 2,23 |
| CP 40 | 28 dias | 26,41 | 1,50 | 1967,42 | 4036,73 | 2,05 |

Fonte: Autoria própria.

Nenhum dado contido na Tabela 36 foi retirado da análise do RCS. O acréscimo de resistência em relação ao teor de 5% foi quantificado em 49,9%.

Tabela 37 - Parâmetros dos corpos de prova ensaiados para RCS solo-cimento 9%

| Solo Cimento 9% | | Ensaio de RCS | | | | |
|-----------------|----------------|---------------|------------------------|-------------------------|----------------|--------------|
| Identificação | Tempo de Cura | ω (%) | Y (g/cm ³) | Área (mm ²) | Força (N) | Tensão (Mpa) |
| CP 41 | 28 dias | 28,47 | 1,49 | 1951,73 | 5241,73 | 2,69 |
| CP 42 | 28 dias | 28,11 | 1,49 | 1936,10 | 4518,73 | 2,33 |
| CP 43 | 28 dias | 27,53 | 1,48 | 1963,50 | 3765,61 | 1,92 |
| CP 44 | 28 dias | 28,89 | 1,43 | 1963,50 | 4348,03 | 2,21 |
| CP 45 | 28 dias | 26,91 | 1,51 | 1951,73 | 5452,60 | 2,79 |

Fonte: Autoria própria.

Para os resultados Apresentados na Tabela 37, apenas o corpo de prova 44 não contribuiu para a análise da RCS, devido a sua não conformidade de umidade. Já para o segundo critério de padronização, apenas o CP 42 atendeu a variação limítrofe de 10% em relação à média aritmética das resistências. O incremento de resistência em relação ao solo estabilizado com cimento no teor anterior foi estimado em 7,02%.

Analisando os dados contidos nas Tabelas 34 a 37, o maior incremento de resistência dentre todos os teores estudados, foi obtido na primeira inserção de cimento 160,22%, já para as misturas solo cimento a variação que indica a maior eficiência está estabelecida no intervalo de 3% a 5% sendo o ganho de 69,43%.

4.6 ENSAIO CBR E EXPANSÃO

Por meio do ensaio do índice de suporte Califórnia, normatizado pela NBR 9895 (ABNT, 1997), a capacidade de suporte e expansibilidade do material natural e das misturas solo-aditivo são quantificadas. Mensura-se a resistência à penetração em prensa da amostra saturada e compactada bem como a expansão da amostra nas mesmas condições.

4.6.1 CBR

O ensaio de CBR gerou resultados para o solo natural e para os respectivos teores de cal e cimento respectivamente adicionados ao solo das amostras. Tais valores apresentam-se abaixo na Tabela 38 e Tabela 39.

Tabela 38 - Resultados do Ensaio de CBR – Amostras de Solo-Cimento.

| Penetração | Valores de CBR | | | | |
|------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|
| | Solo + 0% aditivo | Solo + 3% cimento | Solo + 5% cimento | Solo + 7% cimento | Solo +9% cimento |
| 2,54 (mm) | 1,47% | 32,88% | 48,00% | 60,89% | 47,69% |
| 5,08 (mm) | 1,75% | 31,49% | 49,44% | 56,24% | 53,25% |
| CBR | 1,75% | 32,88% | 49,44% | 60,89% | 53,25% |

Fonte: Autoria própria.

Tabela 39 - Resultados do Ensaio de CBR – Amostras de Solo-Cal.

| Valores de CBR | |
|----------------|--|
|----------------|--|

| Penetração | Solo + 3% cal | Solo + 5% cal | Solo + 7% cal | Solo +9% cal |
|------------|---------------|---------------|---------------|--------------|
| 2,54 (mm) | 6,33% | 7,10% | 7,49% | 10,88% |
| 5,08 (mm) | 4,01% | 6,89% | 7,46% | 10,39% |
| CBR | 6,33% | 7,10% | 7,49% | 10,88% |

Fonte: Autoria própria.

A análise dos resultados obtidos permite incorrer sobre a influência do aumento da quantidade de aditivo na capacidade de suporte do solo. Conclui-se, portanto que o solo natural apresenta um valor de CBR para 2,54 mm de penetração de 1,47% e para 5,08 mm o valor é de 1,75%. Adota-se, contudo, sempre o maior valor obtido.

A Tabela 40 traz, em ordem crescente, uma proporção de aumento do valor do CBR para as adições de cal e cimento em relação ao resultado citado para a amostra de solo natural.

Tabela 40 - Aumento do CBR em relação aos valores para o solo natural.

| Valor de CBR | Aumento da Capacidade de Suporte em relação ao solo natural (%) | |
|---|---|-------------|
| Solo Natural 1,75% | Solo + 3% cal | 262% maior |
| | Solo + 5% cal | 306% maior |
| | Solo + 7% cal | 328% maior |
| | Solo + 9% cal | 522% maior |
| | Solo + 3% cimento | 1779% maior |
| | Solo + 5% cimento | 2725% maior |
| | Solo + 9% cimento | 2943% maior |
| | Solo + 7% cimento | 3379% maior |

Fonte: Autoria própria.

Ilustrando a progressão da deformação provocada em função da tensão aplicada para as respectivas amostras e teores de mistura solo-cal, tem-se a Figura 23 com as curvas usadas para a obtenção dos valores de CBR.

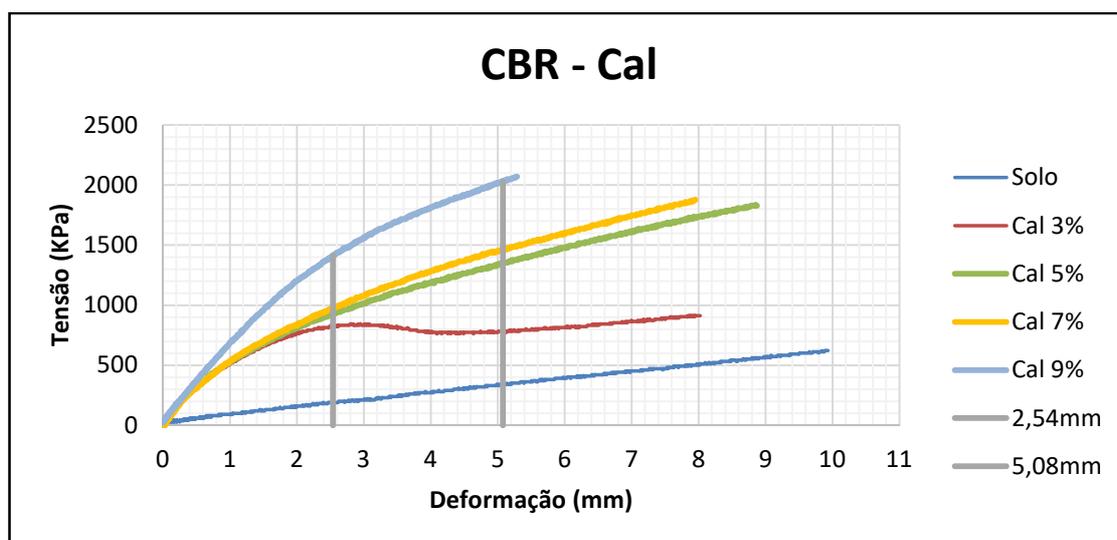


Figura 23 - Curvas de Tensão x Deformação para 0,3, 5, 7 e 9% adição de cal ao solo.
Fonte: Autoria própria.

A mesma progressão de deformação pelo acréscimo de tensão é ilustrada no gráfico da Figura 25, desta vez para solo natural e para respectivos teores de cimento adicionados na mistura com solo. Destaca-se a comparação entre as curvas de 7% e 9% de adição em que embora a última apresente uma projeção de tensão resistida superior à primeira, os valores de CBR obtidos para o menor teor (7%) são ligeiramente maiores.

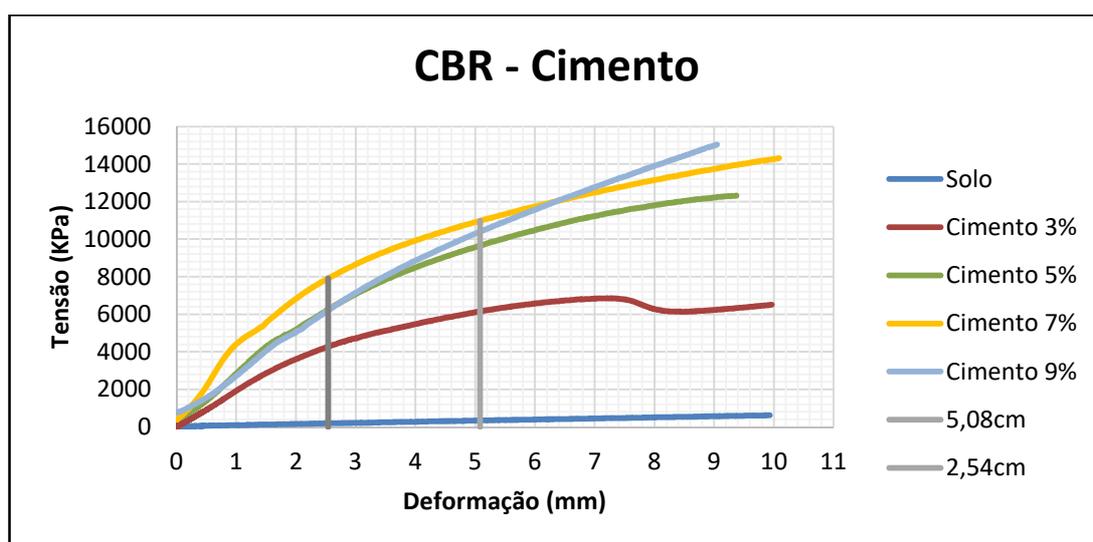


Figura 24 - Curvas de Tensão x Deformação para 0, 3, 5, 7 e 9% adição de cimento ao solo.
Fonte: Autoria própria.

Os valores de expansão para os teores de cimento e cal hidratada, já calculados ao final de 96 horas de imersão em água, estão expostos na Tabela 41 e Tabela 42, respectivamente.

Tabela 41 - Expansão das amostras de Solo-Cimento.

| Teores de Aditivo | Expansão (%) |
|-------------------|--------------|
| Solo + 0% aditivo | 0,74% |
| Solo + 3% cimento | 0,70% |
| Solo + 5% cimento | 0,80% |
| Solo + 7% cimento | 0,70% |
| Solo + 9% cimento | 0,71% |

Fonte: Autoria própria.

Tabela 42 - Expansão das amostras de Solo-Cal.

| Teores de Aditivo | Expansão (%) |
|-------------------|--------------|
| Solo + 3% cal | 1,79% |
| Solo + 5% cal | 1,79% |
| Solo + 7% cal | 1,77% |
| Solo + 9% cal | 1,70% |

Fonte: Autoria própria.

Os gráficos expostos na Figura 25 e Figura 26 ilustram a progressão da expansão ao decorrer das horas em que os copos de prova ficaram imersos em água para os teores de cimento e cal, respectivamente.

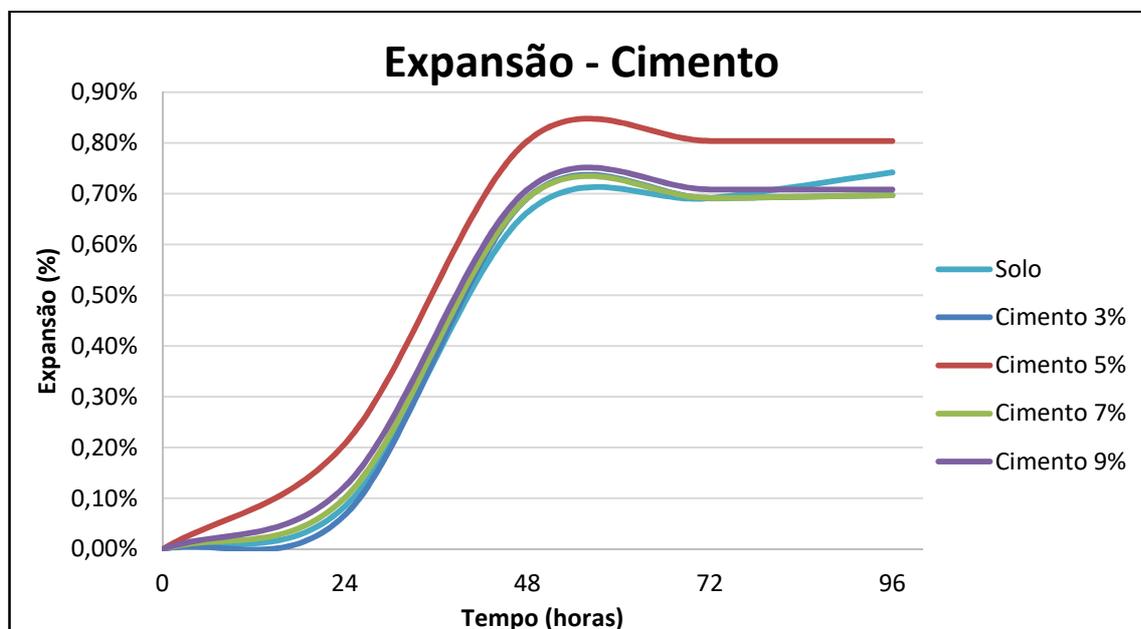


Figura 25 - Expansão dos corpos de prova de Solo-Cimento em moldes de CBR.
Fonte: Autoria própria.

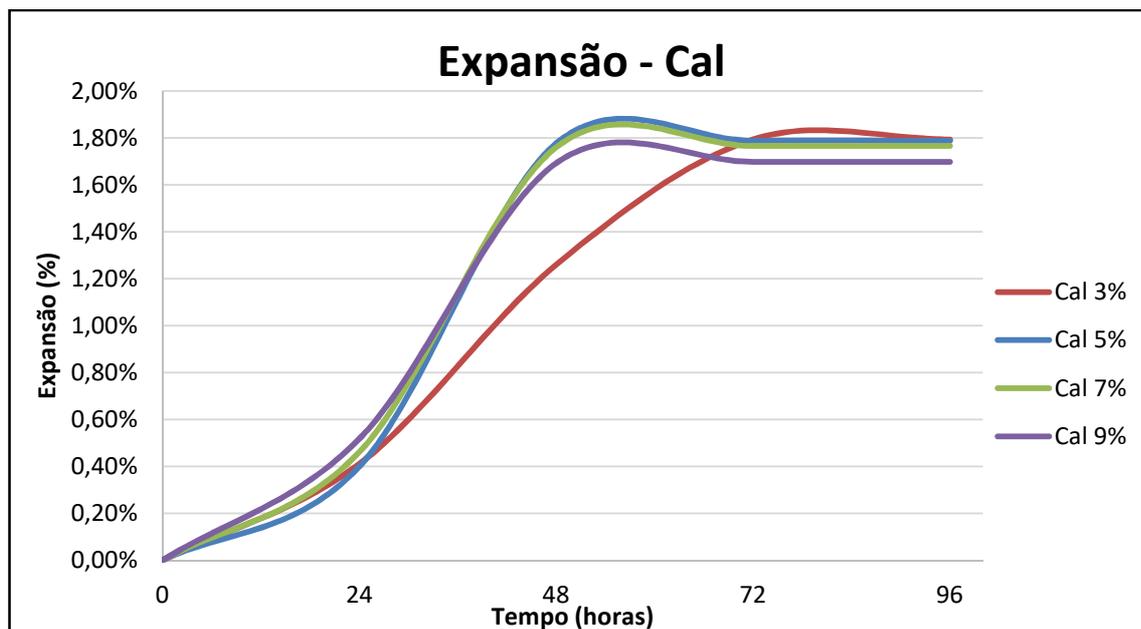


Figura 26 - Expansão dos corpos de prova de Solo-Cal em moldes de CBR.
Fonte: Autoria própria.

4.6.2 Análise de CBR e Expansão

O par de resultados conferidos pelos ensaios de índice de suporte e expansibilidade são os principais parâmetros analisados para designar aplicação ao material estudado.

De acordo com a Tabela 43 e com os dados aferidos, permite-se afirmar que os solos estabilizados com cal só se enquadrariam para a camada de subleito, por apresentarem expansão maior que 1% para todos os teores.

Tabela 43 - Especificações do DNIT para CBR e expansão.

Parâmetros mínimos de aceite do CBR e Expansão pelo DNIT

| Camada | C.B.R. (%) | Expansão (%) |
|------------------|---------------------|--------------|
| Subleito | ≥ 2 | ≤ 2 |
| Reforço Subleito | \geq CBR Subleito | ≤ 1 |
| Sub-Base | ≥ 20 | ≤ 1 |
| Base | ≥ 80 | $\leq 0,5$ |

Fonte: DNIT (2006 P.142) ADAPTADO.

A análise dos valores obtidos para as misturas solo-cimento permite apontar a aplicação do material para a camada de sub-base de pavimentação por

apresentarem para todos os teores de aditivo, valores de índice de suporte maiores que 20% e de expansão menores que 1%.

5 CONCLUSÕES

Avaliando que o objetivo principal deste estudo visou analisar e comparar o comportamento mecânico de um solo da formação Guabirota estabilizado com cimento e com cal, a partir dos resultados obtidos foi possível realizar importantes considerações.

A amostra de solo natural do presente estudo apresentou mais de 75% de passante na peneira 200 (0,074 mm), característica de amostra que possui grande parte do material com granulometria fina, tendo em maior quantidade silte, em segundo areia, e por fim argila. Através da tabela HRB-AASHTO (1973), o solo é classificado como solo siltoso.

Quanto aos resultados obtidos com o ensaio de compressão simples, é possível concluir que a resistência das misturas compactadas aumentou linearmente com o aumento do teor de aditivo tanto para cal, como para cimento. Situação prevista de acordo com os estudos já efetuados nesse mesmo âmbito.

De acordo com as condições de aceitação aplicadas pelos órgãos que regulamentam a atividade de pavimentação no Brasil, apenas a mistura de solo-cimento atendeu aos requisitos no aspecto da resistência, aos quais foram atingidos pelos teores de 7% e 9%, e, portanto, poderia ser empregada em fundação de pavimentos nas camadas de sub-base e base, evitando os altos custos envolvidos com a substituição de solo, e os impactos ambientais causados por tal atividade.

O principal condicionante a esse resultado satisfatório ser atribuído ao cimento, e a não possibilidade de estabilização com cal, do ponto de vista da RCS, é apontado pelo fato do solo analisado possuir em sua composição 23% de areia, 61% de silte, e apenas 15% de argila o que prejudica as reações pozolânicas da cal.

Pode-se levantar uma hipótese para explicar os resultados inferiores de RCS para solo-cal, quando comparados aos de solo-cimento. Baseando-se no fato de que os teores de aditivos a serem acrescentados ao solo foram estipulados de forma a possibilitar a comparação das misturas em estabilizações com teores idênticos, o que pode ter proporcionado a falta de íons Ca^{++} disponíveis para a ocorrência de reação iônicas, e o não atingimento de um pH que propicie maiores alterações químicas cimentantes da cal. A realização de um procedimento de dosagem para solo-cal

descrito na literatura, pode ocasionar a determinação de um teor mais eficiente para a mistura.

A comparação entre aplicações de cal e de cimento para estabilização do solo objeto do estudo, feita teor a teor, permite concluir em termos gerais que o uso do cimento é mais efetivo para o alcance de resistências e de parâmetros limitantes à utilização do material em camadas de pavimentos rodoviários.

A partir das análises de CBR e expansibilidade, tem-se o resultado máximo de suporte para solo com adição de cal no valor de 10,88% com 1,70% de expansão, desqualificando o material para uso em bases ou sub-bases de pavimentação para todos os teores do aditivo analisados de acordo com a Tabela 41. Já para as misturas solo-cimento, para todos os teores estudados (3, 5, 7 e 9%), foram atingidos os parâmetros requisitos para aplicação do material em sub-bases. Todas as porcentagens de cimento adicionadas resultaram em valores de CBR maiores que 20% e expansibilidade variando entre 0,70 e 0,80%.

Observou-se para as adições de cimento entre os valores de 7 e 9%, um decréscimo de valor de índice de suporte. Contudo, as tensões finais resistidas para as mesmas deformações na curva de 9% de aditivo foram maiores (gráfico da Figura 26). Em posse desses resultados, pode-se atribuir o decréscimo no valor de CBR nesse intervalo a um melhor comportamento do cimento na amostra de 7% para o mesmo tempo de cura. Diferenças na homogeneização ou até mesmo na compactação da amostra podem ter interferido para que as reações ocorressem mais eficientemente em uma mistura que em outra.

Não obstante os insatisfatórios resultados obtidos para a mistura solo-cal perante às exigências impostas pelo DNIT, observou-se considerável aumento do índice de suporte das amostras em comparação com o solo natural (Tabela 24), o que comprova o efeito positivo da adição de cal no solo. Os valores de CBR cresceram gradativamente de 6,33% a 10,88% para teores de 3 a 9% respectivamente, tendo para o valor de 7% de adição um CBR correspondente de 7,49%. Tais dados permitem concluir que o aumento do teor de aditivo foi mais significativo para o incremento de 7 para 9%, levando à suposição de que a manutenção do acréscimo de cal na composição da mistura pudesse atingir valores aceitáveis de índice de suporte.

6 SUGESTÕES FUTURAS

Como os resultados obtidos neste estudo não permitiram uma comparação plena entre valores de resistência e suporte comuns e aceitáveis entre teores de cimento e teores de cal, faz-se viável a continuidade deste trabalho utilizando uma energia de compactação intermediária ou modificada, visto que o aumento do teor inserido nas misturas apontaria provavelmente uma inviabilidade econômica. Tal aumento de energia de compactação produziria melhores resultados possivelmente incluindo as misturas de solo com cal nos parâmetros limites do DNIT para camadas de sub-base de pavimentação.

Como uma outra possibilidade de progressão dos estudos, seria interessante uma análise da adição de cal e cinzas volantes na mesma mistura com solo. O motivo para este incremento da mistura se encontra no item "3.9.3 Conceitos relevantes em misturas solo-cal", mas também visa aumentar os valores de resistência e suporte do material através de reações que otimizam a cimentação dos grãos.

O estudo da aplicação do presente estudo seguindo pré-requisitos para pavimentação urbana também é uma opção para validar e prover mais contribuição aos resultados obtidos pelo trabalho, visto que a previsão é que estes atenderiam às exigências para tais tipos de aplicações.

Construção de um trecho experimental e seu monitoramento em rodovia, com solo proveniente da formação Guabirotuba, com o intuito de verificar a aplicação dos conceitos e critérios pesquisados neste trabalho.

Avaliar se os efeitos ocasionados por retração do solo-cimento aplicado nas camadas de sub-base serão suportados pela base do pavimento ou implicarão em trincas na capa asfáltica da rodovia.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**. Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2016.

_____. **NBR 6453**: cal virgem para construção civil -requisitos, Rio de Janeiro, RJ. 2003. 3p.

_____. **NBR 6458**. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2016.

_____. **NBR 6459**. Solo: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2016.

_____. **NBR 6473**: cal virgem e cal hidratada - análise química, Rio de Janeiro, RJ. 2003. 31 p.

_____. **NBR 6508**. Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica: Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1984.

_____. **NBR 7180**. Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2016.

_____. **NBR 7181**. Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2016.

_____. **NBR 7182**. Solo: Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2016.

_____. **NBR 7207**. Terminologia e classificação de pavimentação - comitê brasileiro de construção civil. S.I. Rio de Janeiro, RJ. 1982. 3 p. (cancelada em 26 de setembro de 2014, sem substituição).

_____. **NBR 9895**. Solo: Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2016.

_____. **NBR 12023**. Solo-Cimento – Ensaio de Compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1992.

_____. **NBR 12024**. Solo-cimento: Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos — Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2012.

_____. **NBR 12025**. Solo-cimento: Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2012.

_____. **NBR 12253**. Solo-cimento - Dosagem para emprego como camada de pavimento: Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2016.

_____. **NBR 12254**. Solo-cimento: Execução de base de solo-cimento — Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2013.

ARAÚJO, A. F., BARROSO, S. H. A.; RABÊLO, A. N.; VASCONCELOS, M. A. G. **O uso da técnica de solo-cal para melhoramento das propriedades tecnológicas de um solo da região do baixo Jaguaribe no Estado do Ceará**. Artigo, Cobramseg. Búzios, RJ. 2008.

AZEVEDO, A. L. C. **Estabilização de solos com adição de cal – um estudo sobre a reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal**. Dissertação Universidade Federal de Ouro Preto. 2010. Disponível em: <<http://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/2281> >. Acesso em: 25/05/2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 3282**: Rio de Janeiro, RJ. 1983.

BAUER, F. L. A. **Materiais de Construção**. Volume 1. LTC Editora, 5ª Ed. Rio de Janeiro. 2001. p.447.

BERNUCCI, L. B; DA MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica**: Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro, 2008.

BORDIGNON, V. R. **Efeitos da adição da cal hidratada na estabilização de um solo sedimentar para pavimentação urbana na região de Curitiba**. Dissertação Universidade Tecnológica Federal do Paraná. 2015. Disponível em: <<http://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/handle/1/1701> >. Acesso em: 25\08\2016.

CANCIAN, M. A. **“Influencia do teor de umidade, porosidade e do tempo de aplicação na mistura solo-cimento para pavimento rodoviário de um solo da bacia do Paraná”**. Dissertação Universidade Estadual de Londrina, Londrina. 2013. Disponível em: <<http://www.uel.br/pos/engesp/portal/pages/arquivos/dissertacao/85.pdf> >. Acesso em: 25\10\2016.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: exercícios e problemas resolvidos**. Rio de Janeiro; São Paulo: LTC- Livros Técnicos e Científicos, 1989. 3v.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Fundamentos, volume 1. 6ª Edição. Editora LTC. Rio de Janeiro. 1983.

COLLARTE-CONCHA, L.M. **Estudo da Fadiga de duas Misturas de Solo Cimento**. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 1986.

CORDEIRO, J. F. S. **Estabilização química e solidificação do resíduo oleoso gerado nas atividades de E & P de petróleo, com solo para o uso em camadas de bases e/ou sub-bases de pavimentos rodoviários**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, UFCG - Universidade Federal de Campina Grande, PB. 2007. 136 p.

DALLA ROSA, F. **Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada**. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, Brasil. 2009. Disponível em: < <http://hdl.handle.net/10183/32004> >. Acesso em: 10/10/2016.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. **Especificação de Serviço 07/05. Pavimentação: Solo-cimento e Solo tratado com cimento**. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, Curitiba, 2005. p.19. Disponível em: < www.der.pr.gov.br/arquivos/File/PDF/pdf_Pavimentacao/ES-P11-05Solo-Cimento_SoloTratadoCimento.pdf >. Acesso em: 31/04/2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de pavimentação**. 3 ed. Publ. IPR-719. Rio de Janeiro, RJ. 2006. 274 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Norma DNIT 058/2004 - ES**. Pavimento rígido – Execução de sub-base de solo-cimento - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, Nov. 2010. Disponível em: < http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/especificacao-de-servicos-es/dnit058_2004_es.pdf >

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Norma DNIT 143/2010 - ES**. Pavimentação - Base de solocimento - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, Nov. 2010. Disponível em: < http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/especificacao-de-servicos-es/dnit143_2010_es.pdf >

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Especificação de Serviço 303/97. Pavimentação – base estabilizada granulometricamente**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1997.

ENAMORADO, M. A. **Estudo Comparativo entre o Método Mecânico e o Método Físico-Químico para Dosagem do Solo-Cimento.** Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 1990. Disponível em: <http://objdig.ufrj.br/60/teses/civil/coppe_m/MarcioAlvaradoEnamorado.pdf>. Acesso em: 31/10/2016.

FELIPE, R. S. **Características Geológico-Geotécnicas na Formação Guabirotuba Curitiba.** MINEROPAR, 2011. 1ª Edição. 48p. Curitiba. 2011.

FERRAZ, R. L. **Contribuição ao Estudo da Estabilização de Solos para Fins Rodoviários e Habitacionais.** Viçosa: UFV, 1994. 180p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 1994.

FRANÇA, F.C. **Estabilização Química de solos para fins rodoviários: Estudo de caso com o produto “RBI GRADE 81”.** Tese Universidade Federal de Viçosa. Viçosa. 2003. Disponível em: <<http://alexandria.cpd.ufv.br:8000/teses/engenharia%20civil/2003/177887f.pdf>>. Acesso: 17/10/2016.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, Brasil. 2005. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/7845/000558347.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 27/10/2016.

GUÉRIOS, E. M. **Estudo do melhoramento de solo com adição de cal hidratada para uso em pavimento urbano.** UTFPR, Curitiba, PR. 2013

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil.** 1. ed. São Paulo: Pini, 1998.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization: Principles and Practice.** Sidney. Butterworth's. 1972.

KORMANN, A. C. M. **Cofmportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório.** Tese doutorado. São Paulo. 2002.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. **Soil Mechanics.** New York: J. Wiley, c1969. 553 p. ISBN 0-471-51192-7

LOPES, W. G. R. **Solo-Cimento reforçado com bambu: características físico-mecânicas.** Tese de Doutorado. UNICAMP, Campinas, SP: 2002. 158 p.

LOVATO, R. S. **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação.** Dissertação Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2004. 144 p.

MACEDO, M. M. **Solos modificados com cimento – efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos.** Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Engenharia Civil, 2004.

MARANGON, M. **Utilização de Solo - Cimento em uma Solução Alternativa de Estrutura de Arrimo.** Tese de Mestrado. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1992.

MARCONDES, M. G. **Contribuição ao Estudo do Método Físico-Químico de Dosagem do Solo-Cimento.** Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 1992.

MARQUES, G. L. O. **Notas de Aula da Disciplina Pavimentação.** Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora. 2006. 204 f.

MILANI, A.P. da S.; FREIRE, W.J. **Características físicas e mecânicas de misturas de solo, cimento e casca de arroz.** Engenharia Agrícola, Jaboticabal, v.26, n.1, p.1-10, 2006.

MINASCAL – 2012. Acessado em: 20 de Novembro de 2016: www.minascal.com.br

MONTE, M. A. V. **Aplicação de solo-cimento em pavimentos flexíveis.** Dissertação Universidade do Porto. 2012. Disponível em: < <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/68251/1/000154750.pdf>>. Acesso: 17/10/2016.

OLIVEIRA, L. C. **A Estabilização de Solos Aplicada A Habitação, Um Estudo de Misturas Solo-Cimento.** Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 1994.

OLIVEIRA, R.F.V. **“Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos.”** Dissertação Universidade Federal de Ouro Preto. 2011. Disponível em: < http://www.repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/2382/1/DISSERTA%C3%87%C3%83O_An%C3%A1liseSolosModificados.pdf > Acesso: 25/10/2016.

PALMEIRA, E. M. **Melhoria de solos** . Publicação GA 001A/90, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Unb - Universidade de Brasília, Brasília, DF. 1990. 225 p.

PARENTE, E. B. **Avaliação do comportamento mecânico das misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento para uso na construção rodoviária.** Dissertação Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo. São Carlos. 2002.

Disponível em: < <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18137/tde-05052016-091724/pt-br.php> >. Acesso em: 27/10/2016.

PETRUCCI, E. G. R. **Materiais de Construção**. Porto Alegre , RS, Globo, 1978. 435 p.

PINTO, S. PREUSSLER, E. **Pavimentação rodoviária: Conceitos Fundamentais Sobre Pavimentos Flexíveis**. 2 ed. Rio de Janeiro: Ed. Copiarte. 2002. 269 p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. Em 16 aulas/3ª edição. Oficina de Textos. São Paulo. 2006.

PIRES, I. B. A. A. **Utilização do Tijolo Ecológico como Solução para Construção de Habitações Populares**. Monografia Curso de Graduação em Engenharia Civil, Universidade de Salvador, 2004.

PITTA, M.R. **Estabilização com solo-cimento**. *Revista Técnica*, São Paulo: Pini, n. 17, jul./ago. 1995.

PRUSINSKI, J. R.; BHATTACHARJA, S. **Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils**. Transportation Research Record. V. 1652. Washington, US: Transportation Research Board, 1999.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação**. Volume I, 1 ed. Ed. PINI, São Paulo, SP. 1997. 746 p.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação**. Volume II, 2 ed. Ed. PINI, São Paulo, SP. 2001. 671 p.

SILVA, D. P. **Estudo do Comportamento Reológico de Solos Estabilizados com Cimento, Processos Gerais de Estabilização**. Lisboa, Ministério das Obras Públicas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1968. 343 p.

SILVA, M. F. **Estudo da Estabilização com Cal de um Solo Laterítico e um Solo não Laterítico**. São Carlos, Dissertação Universidade de São Paulo, 2016. 118 p.

SOLIZ, V. V. P. **Estudo dos três solos estabilizados com emulsão asfáltica**. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2007.

SPECHT, L. P. **Comportamento de Misturas Solo-Simento-Fibra Submetidas a Carregamentos Estáticos e Dinâmicos Visando a Pavimentação**. (Dissertação). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

VAN IMPE, W. F. V. **Soil improvement techniques and their evolution**. Rotterdam, A. A. Balkema, 1989. 125 p.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. Ed. McGraw-Hill do Brasil Ltda, São Paulo, SP, 1977. 509 p.

VITALI, O. P. M. **Efeito da Composição de Misturas de Solo-Cimento nos Parâmetros de Rigidez e de Resistência**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal. 2008. Disponível em: < <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/59832/1/000129035.pdf> >. Acesso em: 15/10/2016.

VIZCARRA, G. O. C. **Aplicabilidade de cinzas de resíduo sólido urbano para base de pavimentos**. M.Sc. Civil Engineering Department of Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro, PUC-Rio, RJ. Brazil. 2010.

VOGT, J. C., **Estabilização betuminosa** . In: 7º Simpósio sobre pesquisas rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ. 1971.