

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DA BAHIA
CENTRO DAS CIÊNCIAS EXATAS E DAS TECNOLOGIAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO DA CIDADE DE BARREIRAS-BA COM
ADIÇÃO DE CAL PARA FINS RODOVIÁRIOS**

NIVALDO ROSA SODRÉ DE OLIVEIRA JÚNIOR

BARREIRAS-BA

MAIO-2017

NIVALDO ROSA SODRÉ DE OLIVEIRA JÚNIOR

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO DA CIDADE DE BARREIRAS-BA COM
ADIÇÃO DE CAL PARA FINS RODOVIÁRIOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Oeste da Bahia, como requisito parcial à obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. MsC. Vinícius de Oliveira Kühn

BARREIRAS-BA

MAIO-2017

FICHA CATALOGRÁFICA

O48 Oliveira Júnior, Nivaldo Rosa Sodré de.
Estabilização de um solo da cidade de Barreiras-BA com adição de cal para fins
rodoviários. – 2017.
77f.il.

Orientador: Prof. Msc Vinicius de Oliveira Kuhn
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) -
Universidade Federal do Oeste da Bahia. Centro das Ciências Exatas e das
Tecnologias, Barreiras, BA, 2017.

1. Pavimentos de Estradas. 2. Barreiras – Município da Bahia I. Kuhn, Vinicius
de Oliveira. II. Universidade Federal do Oeste da Bahia - Centro das Ciências Exatas
e das Tecnologias. III. Título.

CDD 625.8

NIVALDO ROSA SODRÉ DE OLIVEIRA JÚNIOR

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO DA CIDADE DE BARREIRAS-BA COM
ADIÇÃO DE CAL PARA FINS RODOVIÁRIOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade
Federal do Oeste da Bahia, como requisito
parcial à obtenção do grau de Engenheiro Civil.

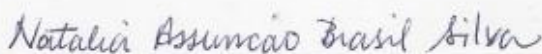
Aprovada em 02 de maio de 2017.

Banca Examinadora

Orientador(a):



Prof. MsC. Vinicius de Oliveira Kuhn
Universidade Federal do Oeste da Bahia



Profa. MsC. Natália Assunção Brasil Silva
Universidade Federal do Oeste da Bahia



Eng. Valtter Bastos Cunha Filho
Universidade Federal do Oeste da Bahia

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema de seção transversal de pavimento.	16
Figura 2 - Identificação do local de coleta do solo em estudo.	39
Figura 3 - Esquema dos procedimentos desenvolvidos ao longo do trabalho.	39
Figura 4 - Dispositivos utilizados no peneiramento grosso.	41
Figura 5 - Aparelhagem utilizada para a realização do ensaio de limite de liquidez.	43
Figura 6 - Aparelhagem utilizada para a realização do ensaio de limite de plasticidade.	43
Figura 7 - Corpo de prova nas devidas dimensões pronto para ser rompido na prensa.	46
Figura 8 - Curva granulométrica da amostra de solo natural.	48
Figura 9 - Limite de liquidez da amostra de solo natural.	49
Figura 10 - Limite de liquidez da amostra de solo + 2% de cal hidratada.	49
Figura 11 - Limite de liquidez da amostra de solo + 3% de cal hidratada.	49
Figura 12 - Limite de liquidez da amostra de solo + 4% de cal hidratada.	50
Figura 13 - Limite de liquidez da amostra de solo + 5% de cal hidratada.	50
Figura 14 - Curvas de compactações das amostras de solo natural e misturas solo-cal na energia intermediária.	54
Figura 15 - Curvas de pressão vs penetração dos pontos mais secos das curvas de compactação do solo natural e misturas na energia intermediária.	58
Figura 16 - Curvas de pressão vs penetração dos pontos de umidades imediatamente inferiores aos pontos de umidade ótima das curvas de compactação do solo natural e misturas na energia intermediária.	59
Figura 17 - Curvas de pressão vs penetração dos pontos próximos a umidade ótima das curvas de compactação do solo natural e misturas na energia intermediária.	59
Figura 18 - Curvas de pressão vs penetração dos pontos com umidade imediatamente acima da umidade ótima das curvas de compactação do solo natural e misturas na energia intermediária.	60

Figura 19 - Curvas de pressão vs penetração dos pontos mais úmidos das curvas de compactação do solo natural e misturas na energia intermediária.	60
Figura 20 - Dados dos ensaios de C.B.R. em função das umidades	63
Figura 21 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompido após 1 dia de cura (sem imersão).	65
Figura 22 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompido após 1 dia de cura (com imersão).	65
Figura 23 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompido aos 4 dias de cura (sem imersão).	66
Figura 24 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompidos aos 4 dias de cura (com imersão).	66
Figura 25 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompidos aos 28 dias de cura (sem imersão).	67
Figura 26 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompidos aos 28 dias de cura (com imersão).	67
Figura 27 - Corpo de prova sendo rompido na prensa CBR/MARSHALL.	70
Figura 28 - Corpo de prova sendo rompido na prensa CBR/MARSHALL.	71
Figura 29 - Dados do ensaio de C.B.R. para a amostra de solo natural.	78
Figura 30 - Dados do ensaio de C.B.R. para a amostra de solo + 2% de cal hidratada. .	79
Figura 31 - Dados do ensaio de C.B.R. para a amostra de solo 3% de cal hidratada. ...	79
Figura 32 - Dados do ensaio de C.B.R. para a amostra de solo + 4% de cal hidratada. .	79
Figura 33 - Dados do ensaio de C.B.R. para a amostra de solo + 5% de cal hidratada. .	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Materiais mais comuns nas camadas de pavimento.....	19
Tabela 2 - Aplicações dos materiais em camadas de pavimentos.	20
Tabela 3 - Valores máximos de expansão e mínimos de C.B.R. por camada.	21
Tabela 4 - Granulometria para base granular.	21
Tabela 5 - Parâmetros considerados para o cálculo do índice de grupo.	22
Tabela 6 - Classificação dos solos (TRB/HBR)	24
Tabela 7 - Exigências químicas da cal hidratada.	28
Tabela 8 - Exigências físicas para cal hidratada.....	28
Tabela 9 - Dados do limite de liquidez de cada amostra.....	51
Tabela 10 - Dados do limite de plasticidade de cada amostra.....	51
Tabela 11 - Dados do índice de plasticidade de cada amostra.	52
Tabela 12 - Dados do índice de grupo da amostra de solo natural.....	52
Tabela 13 - Dados dos ensaios de massa específica dos grãos.	53
Tabela 14 - Dados de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima obtidas nos ensaios de compactação.....	54
Tabela 15 - Dados dos valores de expansão/contração das amostras.	56
Tabela 16 - Dados de classificação do potencial expansivo de solos.....	57
Tabela 17 - Dados de tensão (MPa) no ensaio C.B.R. das amostras em relação a penetração.....	61
Tabela 18 - Dados dos ensaios de C.B.R. das amostras de solo natural e misturas.....	62
Tabela 19 - Valores máximos de expansão e mínimos de C.B.R. por camada.	63
Tabela 20 - Dados dos ensaios de RCS para amostras com 3% de cal hidratada (sem imersão) na energia de compactação intermediária.	68
Tabela 21 - Dados dos ensaios de RCS para amostras com 3% de cal hidratada (com imersão) na energia de compactação intermediária.	69

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me conceder o dom da vida e me guiar em cada instante, permitindo que essa pesquisa fosse realizada.

Aos meus pais Ivete Maria de Oliveira e Nivaldo Sodré, e aos meus irmãos Luiz Eugênio Sodré e Eujácio Sodré, pelo grande incentivo, carinho, amor e paciência que sempre me transmitiram.

Ao meu orientador, professor MsC. Vinícius de Oliveira Kuhn pela exemplar orientação exercida ao longo desse trabalho.

A todos os professores que tive ao longo da graduação, pelos ensinamentos, histórias e conselhos.

Aos amigos Israel Martins, Marcela Xavier, Mariana Brito, Cleia Santana, Juliana Araújo e Diandra Tanaka pelo companheirismo e apoio prestado ao longo da graduação e para a realização dessa pesquisa.

Ao Centro das Ciências Exatas e das Tecnologias (CCET) da Universidade Federal do Oeste da Bahia (UFOB), por ter proporcionado condições de desenvolver este trabalho.

RESUMO

O presente trabalho, apresenta os resultados, para fins rodoviários, de um estudo laboratorial de uma amostra de solo coletada no bairro São Pedro em Barreiras – BA, estabilizado com cal hidratada do tipo CH – III. O estudo inclui a caracterização do solo, onde foram feitos a análise granulométrica, índices de Atterberg, massa específica dos grãos, compactação, além da determinação da expansão das amostras de solo e misturas solo-cal, e determinação de parâmetros mecânicos (C.B.R e resistência a compressão simples) que são cruciais para a definição do sucesso ou não da estabilização. Avaliou-se a expansão e C.B.R. do solo natural e misturas de solo com adições de cal nos teores de 2%, 3%, 4% e 5%, com o objetivo de verificar se os mesmos adquiriram propriedades que atendessem as exigências do DNIT para aplicá-los em camadas de pavimento. Foi verificado que o teor de 3% de cal alcançou os melhores resultados e que teores superiores a 3%, diminuía os valores de capacidade de suporte. Estudou-se também, a influência do teor de 3% de cal nos períodos de cura de 1, 4 e 28 dias, nas resistências a compressão simples, onde as amostras foram submetidas a condições de cura com e sem imersão. Observou-se que os valores de resistência a compressão aumentaram a medida em que se elevava o período de cura, sendo que os corpos de prova da condição não saturada, superaram os valores de resistência a compressão, em relação aos que ficaram submersos. De uma forma geral, as misturas solo-cal estudadas não apresentaram comportamentos aceitáveis para a utilização em camadas de base de pavimento, embora, se mostrem indicáveis para a utilização em sub-base, especialmente para regiões carentes de materiais granulares.

Palavras-chave: estabilização de solos; solo-cal; ensaios laboratoriais; pavimentos.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	12
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1 CONSTITUIÇÃO DOS PAVIMENTOS	15
2.1.1 Revestimento	17
2.1.2 Base	17
2.1.3 Sub-Base.....	17
2.1.4 Reforço do Subleito	18
2.1.5 Subleito.....	18
2.1.6 Exigências do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes	21
2.2 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS.....	22
2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS.....	25
2.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL.....	26
2.4.1 A Cal.....	26
2.4.2 Aplicações e Requisitos da Cal	27
2.4.3 Reações Solo-Cal	29
2.3.3.1 Troca de Íons e Flocculação	30
2.3.3.2 Ação Pozolânica.....	31
2.3.3.3 Carbonatação	33
2.4.4 Experiências Com Cal em Obras Rodoviárias	34
2.5 DOSAGEM.....	35
2.5.1 Método do pH	37
2.5.2 Método do ICL (<i>Initial Consumption of Lime</i>).....	37
2.5.3 Método LPF (<i>Lime Fixe Point</i>).....	37
2.5.4 Método de Thompson.....	37
3. MATERIAIS E MÉTODOS	38
3.1 MATERIAIS SELECIONADOS PARA ANÁLISE.....	38
3.1.1 Solo.....	38
3.1.2 Cal.....	39
3.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS PARA A ETAPA EXPERIMENTAL	39
3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO	40
3.3.1 Análise Granulométrica	40

3.3.2 Limite de Liquidez.....	42
3.3.3 Limite de Plasticidade.....	43
3.3.3 Massa Específica dos grãos	44
3.3.3 Compactação.....	44
3.4 ENSAIOS MECÂNICOS.....	44
3.4.1 Expansão e C.B.R	44
3.4.2 Compressão Simples	45
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	47
4.1 CONSIDERAÇÕES	47
4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	47
4.2.1 Análise granulométrica	47
4.2.2 Limite de Liquidez.....	48
4.2.3 Limite de Plasticidade.....	51
4.2.4 Índice de Plasticidade.....	51
4.2.5 Massa Específica dos Grãos.....	53
4.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, EXPANSÃO E C.B.R.....	53
4.3.1 Compactação.....	53
4.3.2 Expansão e C.B.R.	55
4.4 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	64
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	71
5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	73
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	74
7 ANEXOS.....	78

1. INTRODUÇÃO

O Brasil possui uma grande malha rodoviária, sendo um dos principais modais utilizados para os mais variados serviços. Entre os fatores que contribuíram para a ampliação do segmento, merecem destaque a criação do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) em 1937, a implantação da indústria automobilística em meados dos anos 50 e a mudança da capital federal para o interior do país nos anos 60. A última pesquisa de rodovias realizada pela Confederação Nacional do Transporte - CNT (2016), percorreu e avaliou 103.259 quilômetros de rodovias federais e estaduais pavimentadas em todo o país, as quais, infelizmente, ainda mostraram um elevado grau de deficiência das condições de uso das mesmas.

A pesquisa mostra também os resultados regionais e por unidade da federação (UF). Na Bahia, cerca de 14,30% dos 8.584 km percorridos no estado, foram avaliados como ruins ou péssimos.

Uma grande parcela das rodovias baianas é composta por estradas com baixo volume de tráfego, característica de regiões onde a demanda destina-se, predominantemente, ao escoamento de produções agrícolas e também de passageiros. O oeste da Bahia é uma dessas regiões que carecem de rodovias que possam suprir tais necessidades. Para tanto, é ideal que a rodovia apresente resistência considerável, o que justifica a busca por alternativas técnicas que favoreçam esse parâmetro.

Nesse sentido, existem diversas técnicas de construção da estrutura de pavimentos, assim como uma gama de materiais que podem ser aplicados nas camadas que o compõe. A busca por técnicas e materiais que proporcionem qualidade, segurança e viabilidade econômica das camadas dessa estrutura é uma das atribuições do engenheiro civil.

A aplicação de materiais granulares nas camadas de base e sub-base de pavimentos, é uma prática comumente utilizada em praticamente todas as partes do mundo. No entanto, a disponibilidade por materiais com tais características não está distribuída de forma homogênea por todo o globo terrestre.

Durante a construção de uma estrada, quando os materiais disponíveis *in loco* não apresentam propriedades geotécnicas adequadas para utilizá-los nas camadas do pavimento, normalmente, busca-se avaliar alternativas que atentam as exigências dos órgãos rodoviários. Sendo elas:

- Retirar o solo existente e substituí-lo por outro com propriedades satisfatórias;
- Estabilização química ou mecânica do solo disponível;
- Modificar a concepção inicial do projeto (AZEVEDO, 2010).

A primeira alternativa, pode implicar no transporte de grandes volumes a grandes distâncias de material, elevando os prazos de entrega e o custo do empreendimento, tornando-o inviável.

A segunda opção, propõe estabilizar o solo de forma química ou mecânica, ou por combinação de ambas. Nesse aspecto, a cal pode ser uma boa alternativa de estabilização química, pois, quando misturada ao solo, ela reage e pode proporcionar às misturas ganhos significativos de resistência, atender aos requisitos exigidos pelas normas regulamentadoras, além de proporcionar baixa variação volumétrica em relação a presença de água. Vale considerar, que a opção de se estabilizar um solo leva em consideração alguns fatores que vão desde as características do material a ser estabilizado, até custos de execução, manutenção e finalidade da obra.

A terceira opção deve ser considerada apenas como última alternativa, pois leva a uma alteração em grande escala do projeto inicial, afetando outros segmentos ambientais, exigindo um novo planejamento, tornando-o mais oneroso.

Este trabalho tem como objetivo principal verificar a possível utilização de solo-cal em camadas de pavimentos de solos da cidade de Barreiras-BA.

Tem-se que como objetivos específicos:

- Coletar uma amostra do solo de subleito da cidade de Barreiras-BA;
- Realizar ensaios de caracterização nas amostras de solo natural e em misturas de solo-cal;
- Realizar ensaios de compactação das amostras de solo e misturas solo-cal, bem como ensaios de expansão e C.B.R;

- Realizar ensaios de compressão simples para avaliar o ganho de resistência com o tempo e modo de cura de amostras com teor ótimo de cal;
- Com os dados obtidos será verificado, em consonância com as normas rodoviárias, a possível aplicação deste material como camadas de pavimentos flexíveis.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSTITUIÇÃO DOS PAVIMENTOS

O pavimento é uma estrutura não perene, formada por camadas sobrepostas de materiais distintos compactados a partir do subleito do corpo da estrada, adequada para atender estruturalmente e operacionalmente ao trânsito de veículos, de forma duradoura e no menor custo possível, considerados diferentes horizontes para serviços de manutenção preventiva, corretiva e de reabilitação, obrigatórios. A estrutura é idealizada, em seu sentido puramente estrutural, para receber e transmitir esforços de maneira a aliviar pressões sobre as camadas inferiores, geralmente menos resistentes, embora isso não seja tomado como uma regra geral (BALBO, 2007).

A definição de pavimento também é dada pelo manual de pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), como sendo uma superestrutura constituída por um sistema de camadas de espessuras finitas, assentes sobre um semi-espaço considerado teoricamente como infinito – o subleito, que é denominado como uma infraestrutura de fundação. No entanto, a última camada deve ser estudada e considerada até uma profundidade onde atuam, de forma significativa, as cargas impostas pelo tráfego.

Como a pressão aplicada é diminuída com a profundidade, as camadas superiores são submetidas a maiores pressões, estabelecendo na sua construção materiais mais nobres. De qualquer maneira, sendo as pressões decrescentes com a profundidade, o engenheiro é dirigido a complementar a base como uma camada estruturalmente suficiente com materiais de menor qualidade do que o material da base. A camada complementar dá-se o nome de sub-base. O mesmo raciocínio é aplicado para essa sub-base, podendo ser complementada por uma camada de material menos nobre, que recebe o nome de reforço do subleito (SENÇO, 2007).

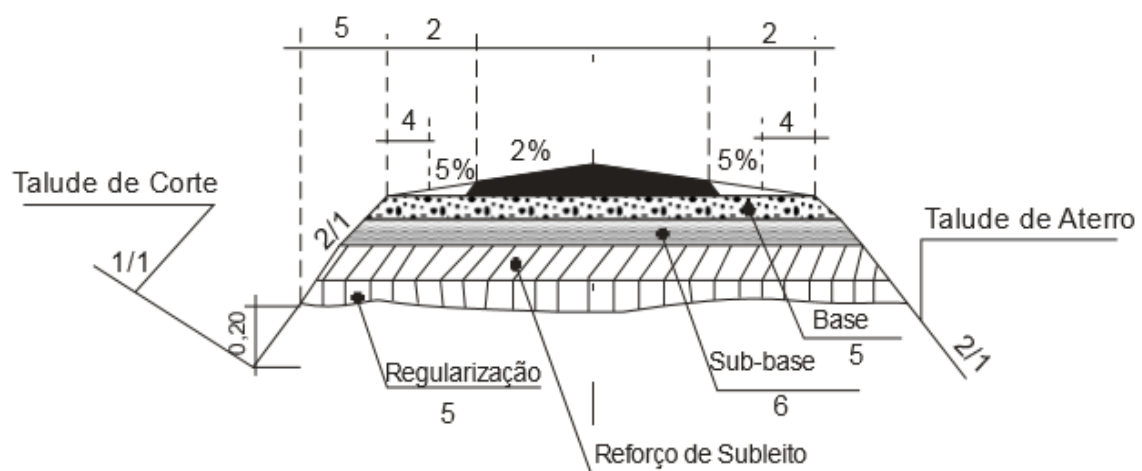
O (DNIT, 2006) classifica os pavimentos em flexíveis, semi-rígidos e rígidos, definindo-os:

- Flexível: aquele em que todas as camadas sofrem deformações elásticas significativas sob o carregamento aplicado e, portanto, a carga se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas. Exemplo: pavimento construído por uma base de brita graduada (brita graduada, macadame) ou por base de solo pedregulhoso, revestida por uma camada asfáltica.
- Semi-rígida: caracteriza-se por uma base cimentada por algum aglutinante com propriedades cimentícias como por exemplo, por uma camada de solo cal revestida por uma camada asfáltica.
- Rígida: aquele em que o revestimento tem elevada rigidez em relação as camadas inferiores e, portanto, absorve praticamente todas as tensões provenientes do carregamento aplicado. Exemplo: pavimento constituído por lajes de concreto de cimento Portland.

Após a construção da estrutura do pavimento, espera-se que o mesmo apresente, respeitando uma nomenclatura corrente, as seguintes camadas: revestimento, base, sub-base, reforço do subleito e subleito, conforme mostrado na Figura 1, além de características destinadas, técnica e economicamente, a:

- Resistir aos esforços verticais derivados do trânsito de veículos e distribuí-los;
- Garantir melhores condições de rolamento em relação a conforto e segurança;
- Torná-lo mais durável e resistente a esforços horizontais (desgaste).

Figura 1 - Esquema de seção transversal de pavimento.



Fonte: DNIT, 2006.

2.1.1 Revestimento

Segundo (BALBO, 2007), o revestimento deverá, entre outras funções, receber as cargas estáticas ou dinâmicas, sem sofrer grandes alterações elásticas ou plásticas, desagregação de componentes ou, ainda, perda de compactação; necessita, portanto, ser composto de materiais bem aglutinados ou dispostos de maneira a evitar seu deslocamento horizontal. Ainda segundo o autor, os revestimentos asfálticos geralmente são subdivididos em duas ou mais camadas por razões técnicas, construtivas e de custo. É a camada com materiais de melhor qualidade do pavimento, e por consequência a adoção da espessura não pode servir como medida que venha a diminuir sua resistência, pois representa uma parte do pavimento que é constituída de material mais apto a garantir eficiência no seu comportamento.

2.1.2 Base

É a camada destinada a receber e resistir aos esforços verticais originários do tráfego e distribuí-los, ou seja, o carregamento vertical transmitido a essa camada deve ser compatível com sua capacidade de resistir a eles. (SENÇO, 2007) destaca que o pavimento pode ser considerado composto de base e revestimento, sendo que a base poderá ou não ser complementada pela sub-base e pelo reforço do subleito, dependendo das características do solo.

2.1.3 Sub-Base

Segundo o DNIT (2006), a sub-base é a camada complementar a base, quando, por circunstâncias técnicas e econômicas, não for aconselhável construir a base diretamente sobre a regularização. Senço (2007) ressalta que, com exceção dos pavimentos de estrutura invertida, a camada constituinte da sub-base deverá ter características tecnológicas superiores às da camada de reforço; por conseguinte, a camada da base deverá ser mais nobre que a camada que compõe a sub-base.

2.1.4 Reforço do Subleito

É uma camada de espessura constante, posta em circunstâncias técnico-econômicas, acima da de regularização, com características geotécnicas inferiores ao material usado na camada que lhe for superior, porém de melhores condições que o material do subleito (DNIT, 2006).

Devido ao nome de reforço do subleito, essa camada é, muitas vezes, associada a fundação. No entanto, tal associação é puramente formal, pois essa camada é parte integrante da estrutura do pavimento e tem funções de complemento da sub-base que, por sua vez, tem funções de complemento da base. Em conclusão, o reforço do subleito poderia ser considerado como camada suplementar do subleito ou camada que complementa a sub-base (SENÇO, 2007).

Segundo (BALBO, 2007) o emprego de camada de reforço de subleito não é obrigatório, pois espessuras maiores de camadas superiores poderiam, teoricamente, aliviar as pressões sobre um subleito com propriedades não aceitáveis. Contudo, procura-se utilizá-lo em tais circunstâncias por razões econômicas, pois subleitos de resistência baixa exigiriam, para alguns tipos de pavimentos (especialmente os flexíveis), do ponto de vista de projeto, camadas mais espessas de base e sub-base, que podem onerar o empreendimento. Todavia, o reforço do subleito, por sua vez, resistirá a solicitações de maior ordem de grandeza, respondendo parcialmente pelas funções do subleito e exigindo menores espessuras de base e sub-base sobre si, sendo em geral menos custoso o emprego de solos de reforço, em vez de maiores espessuras de camadas granulares ou cimentadas, quaisquer que sejam.

2.1.5 Subleito

É considerado o terreno de fundação do pavimento. A terraplenagem sendo recente, essa camada deverá apresentar as propriedades geométricas definitivas. No caso de uma estrada de terra já em uso há algum tempo e que se pretende

pavimentar, o subleito apresenta superfície irregular devido ao próprio uso e aos serviços de conservação. Em qualquer caso do semi-espaço infinito, apenas a camada próxima da superfície é considerada subleito, pois, à medida que se aprofunda no maciço, as pressões exercidas são diminuídas a ponto de serem desprezadas. Os bulbos de pressões são construídos com curvas que representam percentuais da pressão de contato e decrescentes com o aumento de profundidade (SENÇO, 2007).

Existem diversas configurações de elaboração de materiais de pavimentação, levando em conta as características regionais de cada obra viária. A Tabela 1 apresenta os tipos de materiais mais comuns encontrados nas camadas de pavimentos, com sua respectiva abreviatura normalmente empregada no meio rodoviário e na Tabela 2 são apresentadas as aplicações desses materiais em diferentes camadas de pavimentos.

Tabela 1 - Materiais mais comuns nas camadas de pavimento.

Tipo de material ou mistura	Nomenclatura	Abreviatura
ASFÁLTICOS	Camada Porosa de Atrito	CPA
	Concreto Asfáltico Usinado a Quente	CAUQ
	Concreto Betuminoso Usinado a Quente	CBUQ
	Concreto Asfáltico Usinado a Frio	CAUF
	Concreto Asfáltico Modificado com Polímeros	CAMP
	Concreto Asfáltico Modificado com Borracha	CAMB
	Lama Asfáltica	LA
	Mecadame Betuminoso	MB
	Microconcreto Asfáltico	MA
	Pré-Misturado a Frio	PMF
	Pré-Misturado a Quente	PMQ
	Solo-Betume	SB
	Stone Matrix (ou Mastic) Asphalt	SMA
	Tratamento Superficial Duplo	TSD
	Tratamento Superficial Simples	TSS
	Tratamento Superficial Triplo	TST
	Pintura de Ligação	LIG
Imprimação Impermeabilizante	IMP	
Tratamento Antipó	TAP	
CONCRETOS	Blocos Pré-Moldados de Concreto	BLO
	Concreto Autonivelante	CAN
	Concreto Compactado com Rolo	CCR
	Concreto de Cimento Portland	CCP
	Concreto de Alto Desempenho	CAD
	Concreto de Elevada Resistência	CER
	Placas de Concreto Pré-Moldadas	CPM
	Concreto Armado	CAR
	Concreto Protendido	CPT

CIMENTADOS	Brita Graduada Tratada com Cimento	BGTC
	Solo Melhorado Com Cimento	SMC
	Solo-Brita-Cimento	SBC
	Solo-Cimento	SC
	Solo-Cal	SCA
Tipo de material ou mistura	Nomenclatura	Abreviatura
GRANULARES E SOLOS	Bica Corrida	BC
	Brita Graduada Simples	BGS
	Escória	ESC
	Macadame Hidráulico	MH
	Macadame Seco	MS
	Paralelepípedo	PAR
	Solo Arenoso Fino Laterítico	SAFL
	Solo Argiloso Laterítico Concrecionado	SAL
	Solo-Brita ou Solo-Agregado	SLC
	Solo Saprolítico	SB
	Agregado Reciclado de Entulho de Construção e de Demolição	SS
Camada Final de Terraplenagem	RCD	
		CFT

Fonte: BALBO, 2007.

Tabela 2 - Aplicações dos materiais em camadas de pavimentos.

Camada	Asfáltico	Concretos	Cimentados	Granulares e Solos
Revestimento	CAUQ			
	CAUF			
	CAMP	BLO		
	CAMB	CAN		PAR
	CPA	CCR		Tratamento primário com cravação de brita ou cascalho sem controle de granulometria
	LA	CCP		
	MCA	CER	Não se aplicam	
	MCA	BLO		
	PMF	COM		
	PMQ	CAD		
	SMA	CAR		
	TSD	CPT		
	TSS			
TST				
Base				BC
	MB			BGS
	PMF			MH
	PMQ	CCR	BGTC	MS
	SB	CCP	SBC	SAFL
	CAUQ	CAD	SC	SAL
	CAMP	CPT	SCA	SLC
	CAUF			SS
	CAMP			SB
				RCD
Sub-base				BC
				BGS
	SD		BGTC	MH
	MB		SMC	MS

	CAUQ	Não se aplicam	SBC	SAFL
	CAMP		SC	SAL
	CAUF		SCA	SLC
				SS
				SB e RCD
Camada	Asfáltico	Concretos	Cimentados	Granulares e Solos
Reforço do subleito	Não se aplicam	Não se aplicam	SMC SCA	SAFL SAL SLC SS SB RCD
Subleito	Não se aplicam	Não se aplicam	Não se aplicam	CFT

Fonte: BALBO, 2007.

2.1.6 Exigências do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes

O manual de pavimentação do DNIT (2006), apresenta em percentagem, o valor obtido no ensaio de C.B.R. como parâmetros de aceitação para utilização do material nas camadas de pavimentos flexíveis. A Tabela 3 traz os limites máximos de expansão e mínimos de C.B.R. para cada camada.

Tabela 3 - Valores máximos de expansão e mínimos de C.B.R. por camada.

CAMADA	EXPANSÃO	ISC/C.B.R.
Sub-leito	≤ 2%	≥ 2%
Reforço de Sub-leito	≤ 1%	≥ C.B.R. do sub-leito
Sub-base	≤ 1%	≥ 20%
Base	≤ 0,5%	≥ 80%

Fonte: DNIT, 2006.

Destaca-se ainda, no mesmo manual, que para um número de repetições do eixo-padrão, durante o período de projeto $N \leq 5 \times 10^6$, podem ser empregados materiais com C.B.R. ≥ 60% e as faixas granulométricas E e F de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 - Granulometria para base granular.

Tipos	Para $N > 5 \times 10^6$			Para $N < 5 \times 10^6$			Tolerâncias das faixas de projeto
	A	B	C	D	E	F	
	% em peso passado						
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	10-100	+/- 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: DNIT, 2006.

2.2 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

O objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista da engenharia, é estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos, o de orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise do material existente no local (BORDIGNON, 2015).

De acordo com (OLIVEIRA, 2010), no Brasil, os sistemas mais utilizados para a classificação dos solos são:

- Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)
- Classificação do HRB (Highwat Research Board)

Segundo o autor, no SUCS, empregam-se os índices de Atterberg e granulometria para efetuar a classificação. O DNIT (2006) diz em seu manual de pavimentação, que na classificação rodoviária (TRB/HRB), os solos são reunidos em grupos e subgrupos, em função de sua granulometria, limites de consistência e do índice de grupo. Chama-se índice de grupo um valor numérico, variando de 0 a 20, que retrata o duplo aspecto de plasticidade e graduação das partículas do solo. O IG é calculado de acordo com as exigências da Tabela 5.

Tabela 5 - Parâmetros considerados para o cálculo do índice de grupo.

Índice de Grupo = 0,2a + 0,005ac + 0,01d	
p = % que passa na peneira nº 200	
a = p – 35 (se p > 75%, adota-se 75 e se p < 35%, adota-se 35)	a varia de 0 a 40
b = p – 15 (se p > 55%, adota-se 55 e se p < 15%, adota-se 15)	b varia de 0 a 40
c = LL – 40 (se LL > 60%, adota-se 60 e se LL < 40%, adota-se 40)	c varia de 0 a 20
d = IP – 10 (se IP > 30, adota-se 30 e se IP < 10, adota-se 10)	d varia de 0 a 20

Fonte: DNIT, 2006.

Na Tabela 6 é exposto como se classifica um solo segundo TRB. Vale a ressalva que se determina o grupo do solo na Tabela, por processo de eliminação da esquerda

para a direita. O primeiro grupo a partir da esquerda, que os valores do solo ensaiado coincidir, será a classificação correta (DNIT, 2006).

Tabela 6 - Classificação dos solos (TRB/HBR)

CLASSIFICAÇÃO GERAL	Materiais granulares 35% (ou menos) passando na peneira nº 200							Materiais Silto - Argiloso			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A-7-5 A-7-6
	A-1-A	A-1-B		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Granulometria-% passado na peneira Nº 10 Nº 40 Nº 200	50 máx 30 máx 15 máx	30 máx 25 máx	51 máx 10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 min	36 min	36 min	36 min
Características da fração passando na peneira Nº 40: LL LP				40 máx 10 máx	41 min 10 máx	40 máx 11 min	41 min 11 min	40 máx 10 máx	41 min 10 máx	40 máx 11 min	41 min 11 min*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4máx	4 máx	8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulhos fino e areia			Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos argiloso	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

* O IP do grupo A – 7 – 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

Fonte: DNIT, 2006.

2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Para o engenheiro civil, solo é definido como qualquer reunião de partículas minerais soltas, ou fracamente unidas (cimentadas), originado pela decomposição de rochas por ação do intemperismo, com espaços entre as partículas ocupado por água e/ou ar denominado de vazios (CRAIG, 2007). Segundo Pinto (2006) todas as obras de engenharia civil se assentam sobre o terreno e de maneira inevitável requerem que o comportamento do solo seja devidamente analisado.

Em rodovia, os solos compõem as camadas estruturais do pavimento (subleito, sub-base, base, capa asfáltica). Para tanto, devem apresentar certas propriedades, que assegurem a capacidade de conferir estabilidade e resistência mecânica aos esforços e cargas a que estarão submetidos durante sua vida útil (AZEVEDO, 1998 *apud* AZEVÊDO, 2010).

Durante a execução de obras rodoviárias, quando os materiais disponíveis *in loco* não apresentam propriedades geotécnicas adequadas para utilizá-los nas camadas do pavimento, normalmente, busca-se avaliar alternativas que se adaptem as características exigidas pelos órgãos rodoviários e a estabilização de solos é uma dessas opções. De forma geral, a estabilização de solos é uma técnica construtiva bastante utilizada em pavimentação, permitindo o emprego de solos locais com a melhoria suas propriedades (OLIVEIRA, 2010).

A necessidade de estabilizar um solo deve-se a um dos seguintes fatores (CRISTELO, 2001 *apud* SOUZA, 2014):

- Fraca capacidade de suporte de carga ou elevada permeabilidade em solos de fundações que, em virtude da sua localização, são difíceis de tratar por outras técnicas que não as injeções;
- Solos naturais pouco apropriados a execução de fundações superficiais, especialmente estradas e aeroportos.

Segundo Oliveira (2010), em pavimentação, estabilizar um solo consiste em torna-lo capaz de suportar esforços, oriundos do tráfego, sem sofrer deformações ou deslocamentos verticais consideráveis e recalque sob quaisquer condições atmosféricas. A estabilização pode se dar por processo mecânico, químico ou químico-mecânico:

- Mecânico – compactação é feita através da aplicação de uma energia de compressão no solo em camadas, com controle de umidade; o controle tecnológico se dá através de ensaios;
- Químico – adição de um agente químico que produz uma ação cimentante, alterando as características físicas dos grãos do solo, reunidos através da utilização da cal, cimento ou subprodutos da indústria.
- Químico-mecânico – uma associação das duas anteriores.

O conjunto de procedimentos que visam a melhoria e estabilidade das propriedades dos solos (resistências, deformabilidade, permeabilidade) tem a seguinte terminologia (OLIVEIRA, 2010):

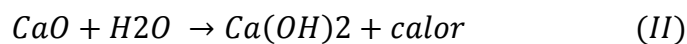
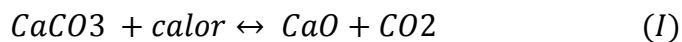
- Solo estabilizado – quando se tem um ganho significativo de resistência com o emprego de aditivos
- Solo melhorado – quando a adição busca melhoria de outras propriedades (redução da plasticidade e da expansão e contração), sem um ganho significativo de resistência.

2.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL

2.4.1 A Cal

A cal pode ser definida como sendo um aglomerante aéreo obtido a partir da calcinação de rochas carbonatadas, formadas predominantemente por carbonato de cálcio e/ou carbonato de cálcio e magnésio. A cal virgem ou cal aérea ou cal viva é produto da calcinação dos carbonatos de cálcio e de cálcio-magnésio que são, respectivamente, o óxido de cálcio (CaO) e o cálcio-magnésio (CaO - MgO). A cal hidratada é obtida pela hidratação da cal viva e encontra-se na forma de pó seco ou com aspectos de leite, lama, creme ou solução saturada dependendo da abundância de água na reação (GUIMARÃES, 2002 *apud* CORRÊA, 2008).

As reações de formação da cal virgem e da cal hidratada, respectivamente, são apresentadas pelas Equações I e II (LOVATO, 2004).



Segundo Corrêa (2008), a partir da calcinação do calcário dolomítico obtém-se a cal dolomítica, que é uma mistura de óxido de cálcio e óxido de magnésio ($\text{CaO} + \text{MgO}$). Diante dessas possibilidades, podem ser encontradas: a cal cálcica virgem (CaO), a cal dolomítica virgem ($\text{CaO} \cdot \text{MgO}$), a cal cálcica hidratada (Ca(OH)_2), a cal dolomítica monohidratada ($\text{Ca(OH)}_2 \cdot \text{MgO}$) e a cal dolomítica bi-hidratada ($\text{Ca(OH)}_2 \cdot \text{Mg(OH)}_2$).

2.4.2 Aplicações e Requisitos da Cal

Dentre as várias opções de aplicação da cal na construção civil pode-se citar: aumento da plasticidade às argamassas, estabilização de sub-bases e bases, pintura, fabricação de tijolos, de blocos e de painéis (MARQUES, 2006 *apud* GUÉRIUS, 2013).

Em termos de pavimentação rodoviária, a cal mais utilizada no Brasil é a cal hidratada, estando substituindo a cal virgem devido a facilidades no seu uso, visto que, embora esta última possua maior teor de óxidos de cálcio e magnésio, bem como menor preço comercial, sua aplicação exige, porém, muitos cuidados com a segurança pessoal dos trabalhadores. Assim como no Brasil, nos EUA, predomina o emprego da cal hidratado, sendo o uso da cal viva mais comum na Europa (AZEVEDO, 2010).

De acordo com a NBR 7175 (ABNT, 2003) a cal hidratada deve ser armazenada sobre estrados, em área coberta, ambiente seco e arejado, além de atender as exigências químicas apresentadas na Tabela 7 e as exigências físicas na Tabela 8.

Segundo Corrêa (2008) a cal adicionada a certos tipos de solos produz algumas reações as quais são responsáveis por melhorias adversas em suas características as quais permitem a sua utilização em subleitos (quando há correção da expansão elevada), sub-bases ou mesmo, bases de pavimentos rodoviários. Este método de estabilização de solos finos é uma alternativa de custo relativamente baixo, quando comparado às soluções tradicionais. Pavimentos de baixo custo são aqueles que utilizam, visando um custo reduzido, materiais disponíveis no local de construção.

Tabela 7 - Exigências químicas da cal hidratada.

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

¹O teor de óxido de cálcio (CaO) ou óxido de magnésio (MgO) não hidratados deve ser calculado como segue:

- a) CaO combinado com CaSO₄.....=% SO₂ x 0,70
b) CaO combinado com CaCO₃.....=% CO₂ x 1,27
c) água combinada.....=% perda ao fogo - (% CO₂ + % umidade)
d) CaO hidratado.....=% água combinada x 3,11
e) CaO não-hidratado.....=% CaO - (a + b + d)
f) MgO hidratado.....=% |e| x 0,72

O teor de óxidos não hidratados é expresso por:

Hipóteses	óxidos de cálcio não hidratado calculado (CaO)	Óxidos de cálcio e magnésio não hidratado calculado (CaOt+MgOt)
e<0	0 (zero)	% MgO - f
e=0	0 (zero)	% MgO
e>0	e	e + %MgO

²O teor de óxidos totais na base de não voláteis (CaOtotal + MgOtotal) deve ser calculado como segue:

$$\% (\text{CaOtotal} + \text{MgOtotal}), \text{ base de não-voláteis} = \frac{\% (\text{CaOtotal} + \text{MgOtotal}) \times 100}{100 - \% \text{ perda ao fogo}}$$

Fonte: NBR 7175:2003 – Cal hidratada para argamassas – Requisitos.

Tabela 8 - Exigências físicas para cal hidratada.

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

Fonte: NBR 7175:2003 – Cal hidratada para argamassas – Requisitos.

Quando a cal é adicionada ao solo úmido, o mesmo torna-se mais friável, sua plasticidade é diminuída e ele seca rapidamente, sendo possível compactá-lo satisfatoriamente. Depois que a mistura de solo-cal estiver compactada, será pouco

afetada pelas chuvas fortes. De fato, em alguns projetos em locais atingidos por chuvas prolongadas, pode-se reduzir as perdas de tempo com o emprego da cal. [...] Solos com limite de liquidez maior que 30 e índice de plasticidade maior que aproximadamente 12, não podem ser pulverizados com eficiência, sendo comumente imprestáveis, para estabilização com material betuminoso ou cimento portland. Contudo, se a cal for adicionada antes, a plasticidade torna-se reduzida e o solo poderá ser mais facilmente pulverizado. Então o ligante irá envolver adequadamente os grãos de solo e, efetivamente, estabilizará esses solos de alta plasticidade (HERRIN e MITCHELL, 1968 *apud* OLIVEIRA, 2010).

O produto da mistura solo-cal, com proporções determinadas em laboratório, é algo capaz de ser usado em qualquer das camadas do pavimento, não asfálticas. Denomina-se solo melhorado com cal, quando se busca somente melhorar algumas propriedades dos solos consideradas prejudiciais, que em se tratando de pavimentação, são a expansibilidade, umidade excessiva e plasticidade elevada. Quando a necessidade é basicamente estrutural, a exemplo do uso em bases de pavimento ou revestimento de taludes, denomina-se a mistura como solo estabilizado com cal. Após a compactação e cura, a camada assim estabilizada suporta as cargas geradas pelo trânsito. A restrição feita às camadas asfálticas se deve porque nesse caso, não há o solo, e então o uso da cal passa a ser apenas um melhorador de adesividade ou um produto extremamente fino para corrigir granulometria da mistura asfáltica (AZEVEDO, 2010).

2.4.3 Reações Solo-Cal

Algumas das principais propriedades e características dos solos que influenciam as reações solo-cal são: pH do solo, teor de matéria orgânica, drenagem natural, presença excessiva de sódio permutável, mineralogia de fração argila, grau de intemperismo, presença de carbonatos e/ou sulfatos, ferro extraível, relação sílica/alumina e relação sílica/sesquióxidos (ATTOH-OKINE, 1995 *apud* LOVATO, 2004).

A utilização da cal com agente estabilizante é mais eficaz quando adicionada a materiais finos (siltes ou argilas), isto é, a solos que normalmente apresentam o índice de Plasticidade elevado (variação entre 10% a 50%), e sua estabilização química se dá

em duas fases: fase inicial rápida (duram horas ou dias) e por uma fase lenta (pode levar meses ou anos) (CORRÊA, 2008).

Uma argila com 10% de cal muda tanto em granulometria, depois de 14 dias de cura inicial, que passa a ser classificada como uma marga [argila caucárea] silicosa e, depois de 240 dias, é classificada como areia (HERRIN e MITCHELL, 1968 *apud* OLIVEIRA, 2010).

Segundo Azevêdo (2010) adicionando-se cal a qualquer tipo de solo, desde que o mesmo contenha minerais argilosos em qualquer proporção, ocorrerão as seguintes reações em presença de um teor adequado de umidade: troca de íons e floculação (fase rápida), reação cimentante pozolânica e carbonatação (fase lenta).

Na fase rápida, além da floculação-aglomeração das partículas, estão as reações de troca catiônica, compressão da dupla camada elétrica, adsorção de cal. A fase lenta é caracterizada pelas reações pozolânicas que proporcionam um aumento da resistência, ou seja, a formação de produtos cimentantes, e pela carbonatação que é uma reação prejudicial na mistura por ser um composto cimentante fraco e deletério para o resultado final em termos de ganho de resistência (QUEIROZ DE CARVALHO, 1988 *apud* CORRÊA, 2008). Entretanto, Azevêdo (2010) destaca que uma cura de 48 horas a uma semana (a depender do tráfego local) é geralmente suficiente para se permitir o trânsito sobre a camada estabilizada.

2.3.3.1 Troca de Íons e Floculação

Segundo Azevêdo (2010) estas duas reações, que são interdependentes, ocorrem imediatamente após a mistura, causando uma diminuição na plasticidade do solo, pela redução do limite de liquidez e/ou aumento do limite de plasticidade. O solo se torna mais estável face às variações de umidade, visto que, a contração e a expansão do mesmo diminuem.

Quimicamente, ocorre uma troca de base, e os cátions, derivados da cal, de carga mais forte, substituem íons de carga mais fraca, como os de sódio, magnésio e hidrogênio, existentes na superfície das partículas de argila. Como podem já existir cátions de cálcio na superfície da partícula argilosa, devido à sua formação geológica, ocorrerá uma preponderância destes. A ligação entre duas partículas de argila

depende da carga e tamanho dos íons na interface, e então irá ocorrer uma atração de maior magnitude, e, portanto, uma floculação das partículas (MITCHELL; HOOPER, 1961 *apud* AZEVÊDO, 2010).

Desta forma, haverá um agrupamento destas partículas devido ao aumento desta atração entre elas, devido à essa concentração de cátions de cálcio, e então pode-se considerar que o efeito físico desta floculação entre partículas de argila e cal seja semelhante a um aumento do diâmetro das partículas, com o consequente acréscimo de resistência por atrito entre as mesmas (AZEVEDO, 1998 *apud* AZEVÊDO, 2010).

Para Guimarães (1998, *apud* OLIVEIRA, 2010) a troca iônica é uma ação imediata, promovendo, após alguns minutos de contato, mudanças nas seguintes propriedades físicas do solo:

- a) a granulometria, pela floculação ou agregação das partículas originais. Isto se traduz por deslocamento da curva granulométrica para o lado grosseiro;
- b) os Limites de Atterberg, cuja alteração mais notável se relaciona ao limite de plasticidade, que normalmente aumenta e como consequências reduz o Índice de Plasticidade;
- c) na compactação, observa-se que, para uma mesma energia, há redução do valor da densidade máxima seca e uma crescimento do valor da umidade ótima;
- d) em relação à expansão-contração, há redução dos valores de expansão e contração, ou seja, menor variação volumétrica; e
- e) aumento da capacidade suporte, principal parâmetro para definição do sucesso ou não da estabilização.

2.3.3.2 Ação Pozolânica

Os solos, apesar de não se constituírem em pozolanas propriamente ditas, podem apresentar uma fração de argila com este caráter (GUIMARÃES, 2002 *apud* CORRÊA, 2008)

De acordo com Campelo (2000), as reações pozolânicas (também denominada de ação cimentante) são a principal responsável pelas reações das misturas solo-cal a

longo prazo. Segundo o autor, elas originam a formação de diversos produtos cimentantes como o silicato hidratado de cálcio e/ou aluminato de cálcio através das reações que ocorrem entre a cal, sílica e alumina presentes nas partículas de argila. A interação entre a cal e a argila conduz a dissolução da sílica e da alumina das partículas de solo num ambiente alcalino originado pelas moléculas de Ca(OH)_2 . Os produtos cimentantes que interligarão as partículas de argila, são formados a partir da combinação dos materiais dissolvidos com os íons de cálcio. Esses produtos são os principais responsáveis pelo contínuo aumento da resistência mecânica verificada nas misturas solo-cal. Corrêa (2008) ainda destaca que esta é uma reação a longo prazo e está inserida no caráter pozolânico dos materiais estabilizados, sendo a principal responsável pela cimentação.

Quando a cal é adicionada ao solo, seu pH eleva-se de 4,5 – 6,5 para 11 – 12, criando-se condições alcalinas para que os minerais da fração argila e até o próprio quartzo possam reagir com o aditivo. Estas reações ocorrentes são formadoras de aluminatos, silicatos e aluminatos de cálcio hidratado, em números bastante significativos, todos com influência no processo de estabilização pelas suas características cimentosas, principalmente CSH (Silicato Hidratado de Cálcio), CSH(gel), C_4AH_{13} (CAH: Aluminato Hidratado de Cálcio), C_2AH_8 , C_3AH_6 e o A_2ASH_n (onde as abreviações C = Cal, S = SiO_2 , A = Al_2O_3 , e H = H_2O). A consolidação desses géis cimenta as partículas vizinhas aglomerando-as (CORRÊA, 2008).

Azevêdo (2010) enfatiza que este efeito cimentante gera um aumento da capacidade de suporte do solo, medido, por exemplo, pelo Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou pela compressão simples, pois os conjuntos de partículas do solo, floculados após o contato com a cal, têm tendência a formar os compostos já citados, ao longo do tempo. Outro efeito importante causado pela cimentação pozolânica é o aumento da resistência contra a ação da água, seja esta gerada por gravidade (resultante de chuvas) ou por capilaridade (infiltração a partir das camadas subjacentes do solo), pois o solo, estando mais coeso, sofrerá menos o efeito erosivo da água. Apenas deve-se considerar que solo-cal não é um solo impermeável, mas sim um solo que sofre menos com o efeito erosivo da água, pois a passagem dela por entre os poros do solo após a ocorrência deste fenômeno se dá de forma lenta.

O processo das reações pozolânicas é relativamente complexo, como explica Queiroz de Carvalho (1988, *apud* CORRÊA, 2008), e pode ser influenciado por outros fatores, os quais participam de maneira positiva ou negativa. Por exemplo, a presença de matéria orgânica não favorece a interação solo-cal. Já a participação do ferro é de difícil previsão, uma vez que, existem evidências na literatura, segundo os autores, de que o ferro pode contribuir de maneira positiva ou negativa nas reações solo-cal. Se este estiver presente como partículas discretas o mesmo não deve interferir negativamente na reação, mas se estiver presente como partículas encobrendo a superfície dos argilominerais ou como agente cimentante (nos solos de comportamento laterítico), o ferro deve, neste caso, ser um fator negativo para a reação solo-cal.

A resistência esperada para o material estabilizado com cal pode ser afetada pela presença de enxofre na forma de gipsita (GUIMARÃES, 2002 *apud* CORRÊA, 2008). Esta pode produzir etringita ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{OH})_{12}(\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$) quando a cal estiver presente, o que é um ponto negativo para o desenvolvimento da resistência e para as vantagens da umidificação após a compactação. Além disso a presença de sulfatos pode prejudicar as reações solo-cal, pois há a formação de etringita e taumasita inibindo a formação de silicatos e aluminatos hidratados.

2.3.3.3 Carbonatação

A carbonatação é uma reação entre a cal e o dióxido de carbono do ar, formando um agente cimentante, relativamente frágil, de carbonato de cálcio e magnésio. Esta reação química pode prejudicar a reação pozolânica e então deve ser diminuída ao máximo possível pela proteção adequada (imprimação da camada, por exemplo) da camada estabilizada (AZEVEDO, 2010).

Lovato (2004) destaca que a carbonatação da cal resulta numa perda de reatividade, pois a cal na forma de carbonato torna-se inerte, limitando o processo de estabilização. Portanto, nesse caso a compactação tem o objetivo de reduzir a porosidade do material, principalmente os macroporos (caminho preferencial do ar), diminuindo a circulação interna de ar.

De fato, a carbonatação é considerada uma reação cujo resultado fragiliza a mistura solo-cal, porque retira cátions de cálcio da superfície das partículas de argila floculadas, para gerar a reação com o dióxido de carbono do ar, formando um composto muito menos resistente que os compostos de silicatos e aluminatos gerados pela cimentação pozolânica (AZEVEDO, 2010).

2.4.4 Experiências Com Cal em Obras Rodoviárias

A utilização de cal é uma das técnicas de estabilização ou melhoria de solos mais antigas utilizadas pelo homem. Há exemplos datados do ano de 312 a.c, como a via Apia, no do sul da Itália, entre a porta Capena-Capua-Brindisi, e num dos trechos da muralha da China, feito em 228 a.c (GUIMARÃES, 1998 *apud* OLIVEIRA, 2010).

Azevêdo (2010) cita que o uso da cal como material passível de aplicação em obras rodoviárias data da época dos romanos, há cerca de 2.000 anos atrás. Na procura por um material que pudesse melhorar as propriedades de resistência mecânica da cal, quando misturada ao solo, eles descobriram o uso de pozolana como material cimentante, ou seja, um material capaz de aglutinar partículas de solo, junto com cal e água, fazendo com que o resultado tenha mais resistência mecânica

Recentemente, a sua utilização em rodovias iniciou-se na década de 20 do século passado nos EUA, nos estados de Missouri e Iowa. Por volta dos anos 50 o uso do tratamento com cal para argilas pesadas era difundido no Texas, e remanesce o caso ainda hoje (INGLES e METCALF, 1972 *apud* CORRÊA, 2008). Entre 1955 e 1970 houve um crescimento considerável da utilização de solo-cal como parte dos materiais constituintes das camadas de pavimento construídos em território norte-americano, estimando 85 milhões de metros quadrados (GUIMARÃES, 1971 *apud* CORRÊA, 2008).

Durante a colonização da África, a construção de rodovias impôs o uso de “materiais alternativos”, visto que não existiam materiais confiáveis para uso em camadas do pavimento. Já França e Alemanha, entre outros países europeus, efetuam a estabilização de solos com cal, em teores baixos, buscando melhoria na trabalhabilidade do material, e não apenas ganhos de resistência (AZEVEDO, 2010).

Quanto à aplicação da solução no Brasil, são apresentados os relatos de Guimarães (1971, *apud* CORRÊA, 2008):

- Aeroporto de Congonhas (São Paulo) – na área de hangares da Varig (10000m²) foi construída uma base de solo-cal-agregado, com 6% de cal hidratada, e um solo classificado como A-7-5, IP igual a 12. O material apresentou resistência à compressão simples de 1,5 MPa aos 28 dias;
- Rodovia Curitiba/ Porto Alegre – próximo ao km 10, no Estado do Paraná, com 1000 metros de extensão. Foi utilizado um solo siltoso, com 3% e 7% de cal; Azevêdo (2010) ainda cita alguns trechos experimentais, datados da década de 1970, e algumas soluções das décadas de 1990 e 2000, tais como:
 - Etapa de duplicação da BR-040, trecho Belo Horizonte – Sete Lagoas ou o Contorno de Paraopeba, nesta mesma rodovia, ou mesmo a adição de cal ao subleito da rodovia BR/381 no segmento entre Nepomuceno e Três Corações, onde a principal preocupação era apenas reduzir a umidade dos materiais, mas que acabou gerando um ganho de resistência ao pavimento.

De uma forma geral, os trabalhos publicados a respeito da estabilização de solos com adição de cal se concentram na definição de teores ótimos para a mistura, para cada tipo de solo pesquisado, tendo como parâmetro principal o ganho de resistência mecânica, seja ele dado em termos de variação de ISC, seja em termos de variação da resistência à compressão simples (AZEVEDO, 2010).

2.5 DOSAGEM

Um dos principais problemas da mistura solo-cal é a determinar a quantidade apropriada de cal para a estabilização do solo. Os procedimentos laboratoriais para dosagem normalmente envolvem a preparação da mistura, o tipo de preparação, a cura e a realização dos ensaios (POMATTI, 2000).

Corrêa (2008) destaca que apesar das conclusões distintas, os vários métodos de dosagem de misturas solo-cal foram testados por muitos pesquisadores. O fato de haver conclusões negativas ou positivas a respeito de um ou outro método de dosagem pode estar relacionado ao tipo de solo e cal utilizados e a reatividade dos mesmos, bem como à maneira de execução de cada ensaio. Adiante, são relacionados alguns desses pesquisadores e suas conclusões para os testes de dosagem solo-cal.

Lovato (2004) utilizou os métodos de dosagem do pH desenvolvido por Eades e Grim em 1966 e de o método de Thompson para dois tipos de cal (cálcica e dolomítica) em um solo laterítico. Obteve melhores resultados com a cal cálcica e o mesmo percentual de cal através dos dois métodos.

Brandão Filho (2001, *apud* CORRÊA, 2008) destaca o estudo da estabilização com cal viva de solos siltosos e argilosos do município de Limoeiro do Norte (CE) com os teores 3%, 5% e 7% do material estabilizante sem obtê-los com os métodos de dosagem e verificou que para teores mais altos de cal a resistência pode ter uma queda, a qual evidencia que deve haver um estudo do teor adequado de cal a ser adicionado ao solo.

Nuñez (1991) aplicou os procedimentos dos métodos do pH e de Thompson para determinar o teor de cal apropriado e constatou que o primeiro se mostrou inadequado.

Pomatti (2000) testou, em sua dissertação, dois procedimentos de dosagem: o método do pH e o método Lime Fixation Point (LFP) onde verificou que este último proporciona valores percentuais de cal necessários superiores ao primeiro método.

Queiroz de Carvalho (1988, *apud* CORRÊA, 2008) avaliou diversos tipos de solos, mais precisamente os de comportamento laterítico com adição de cal e para tanto predeterminou as percentagens de cal sem a utilização de métodos de dosagem. Utilizou apenas a verificação da reatividade à cal dos solos utilizando o parâmetro definido como sendo a diferença entre os valores da resistência à compressão simples do solo estabilizado e valor da mesma resistência do solo no estado natural; e o parâmetro baseado na mudança da capacidade de troca de cátions do solo, medida em um pH igual a sete e a um pH igual a dez. Ao final de seus estudos, verificou que estes dois parâmetros se relacionam entre si com um coeficiente de correlação de 0,69.

De acordo com Vargas (1981, *apud* OLIVEIRA, 2010), o percentual de cal a adicionar ao solo para se alcançar um Índice de Suporte Califórnia desejado (50%, por exemplo), seria da ordem de 2% a 5% para solos granulares e entre 5% a 10% para solos plásticos.

2.5.1 Método do pH

Para determinar o teor de cal a ser adicionado ao solo, visando estabilizá-lo, pode ser utilizado o método de Eades e Grim (1966), também conhecido como método do pH (NUÑEZ, 1991). Lovato (2004) descreve que esse método consiste na determinação do teor mínimo de cal que produza um aumento no valor do pH da mistura para 12,4 e assim, ocorram as reações pozolânicas responsáveis pelo aumento de resistências das misturas. Segundo o autor, esse método apresenta algumas limitações para utilização em solos tropicais e subtropicais, pois o mesmo foi desenvolvido para solos de climas temperados, devendo ser utilizado apenas como referência.

2.5.2 Método do ICL (*Initial Consumption of Lime*)

Proposto por Rogers et al. (1997, *apud* LOVATO, 2004), é uma variação do método anterior, onde o teor ideal para estabilização do solo é dado quando o pH atinge um valor constante (máximo).

2.5.3 Método LFP (*Lime Fixe Point*)

Hilt e Davidson (1960, *apud* NUÑEZ, 1991) conceituaram o método LFP, destacando que é o teor de cal, até o qual a sua adição contribui para melhoria na trabalhabilidade do solo, sem produzir aumento de resistência. De acordo com Corrêa (2008) o experimento para a determinação do LFP consiste em realizar o ensaio de Limite de Plasticidade (LP) aumentando o teor de cal até que o LP alcance um valor máximo (LFP). Para teores de cal superiores ao LFP, o solo ganha resistência sem ter sua trabalhabilidade e índices plásticos (LL e LP) alterados. Por este motivo, quando é encontrado o LFP, são adicionados mais 4% no teor de cal para a estabilização.

2.5.4 Método de Thompson

Esse método proposto por Thompson (1966, *apud* NUÑEZ, 1991) estabelece que um solo é considerado reativo (solos que desenvolvem as reações pozolânicas) se,

após a adição de cal, resultar num acréscimo de resistência a compressão simples de pelo menos 345 kPa, após 28 dias de cura a 22,8 graus centígrados. Araújo (2009) ressalta que nesse método são adotados quatro teores crescentes da cal (em relação ao peso seco de solo).

Segundo Rabassa (2006, *apud* OLIVEIRA, 2010) “O critério de Thompson permitiu determinar como 5% o teor satisfatório de cal. Observou-se aumento da Resistência à Compressão Simples com o tempo de cura.”

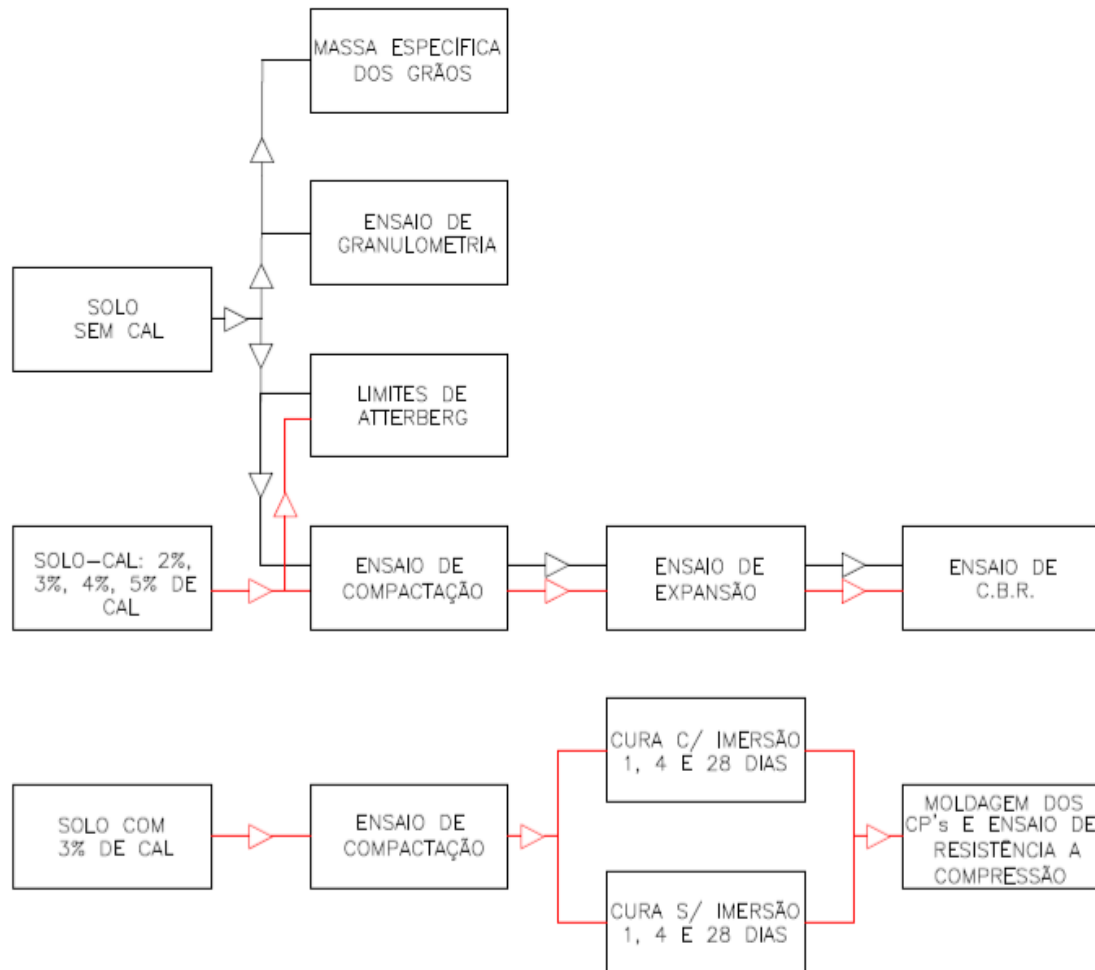
3. MATERIAIS E MÉTODOS

Para o início do trabalho, buscou-se um material que apresentasse em sua composição um percentual de finos (argila, silte) considerável, de forma a proporcionar uma melhor visualização das reações provenientes da mistura com a cal e água. Com isso, utilizou-se uma amostra de solo encontrada no Bairro São Pedro, localizado no perímetro urbano da cidade de Barreiras no oeste da Bahia.

3.1 MATERIAIS SELECIONADOS PARA ANÁLISE

3.1.1 Solo

O solo utilizado nesta pesquisa, foi coletado na rua Dom Pedro II, no Bairro São Pedro em Barreiras – BA (Figura 2). Na data da coleta, a Prefeitura Municipal da cidade estava executando uma obra no local denominada de Parque Novo Tempo (PNT). Com área de 38.953,00 m², o parque tem a proposta de compreender um calçadão, ciclovia, calçada circundando toda a poligonal do terreno, plantio de árvores para sombra, grandes espaços gramados, praças de convivência, pistas de cooper, equipamentos de ginásticas, espaços para ginástica grupal, espaço para pequenas feiras, pistas de skate, iluminação, enfim, uma proposta voltada para caminhadas, exercícios físicos, atividades culturais, contemplação, leituras e outras atividades similares.



Os teores de cal considerados para a execução dos ensaios subsequentes foram: 2%, 3%, 4% e 5%, sendo que as massas de cal foram adicionadas as amostras sempre em relação a massa seca do solo.

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO

A partir da preparação das amostras, de acordo com 3.2, foram realizados os ensaios de caracterização (análise granulométrica, determinação dos limites de liquidez e plasticidade, massa específica dos grãos que passam na peneira de 4,8 mm) e compactação, respeitando as exigências de cada norma correspondente.

3.3.1 Análise Granulométrica

A partir da análise granulométrica determina-se o tamanho das partículas presentes em um solo, expressa como uma porcentagem do peso seco total. O ensaio de granulometria foi realizado de acordo com as definições da norma NBR 7181 (ABNT, 1984d). Destaca-se que este ensaio foi executado somente para a amostra de solo natural (sem defloculante), ou seja, foram realizados com o solo natural sem adição de cal. A Figura 4 mostra os dispositivos utilizados para a realização do ensaio por peneiramento grosso.

Figura 4 - Dispositivos utilizados no peneiramento grosso.



3.3.2 Limite de Liquidez

Entende-se que o limite de liquidez seja a umidade de transição entre os estados líquido e plástico do solo. A determinação desse parâmetro foi feita para o solo natural e para as misturas solo-cal e seguiram as recomendações da NBR 6459 (ABNT, 1984a). A Figura 5 exhibe os aparelhos utilizados para a realização do ensaio.

Figura 5 - Aparelhagem utilizada para a realização do ensaio de limite de liquidez.



3.3.3 Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade é definido como o percentual de teor de umidade no qual o solo colapsa, quando moldados fios de 3 mm de diâmetro numa placa de vidro de superfície esmerilhada, ou seja, é o limite inferior do intervalo plástico do solo. Assim como no ensaio de limite de liquidez, a determinação do limite de plasticidade foi feita para o solo natural e para as misturas solo-cal. Para isso, foi seguido os procedimentos da NBR 7180 (ABNT, 1984c). A Figura 6 traz os aparelhos utilizados no ensaio.

Figura 6 - Aparelhagem utilizada para a realização do ensaio de limite de plasticidade.



3.3.3 Massa Específica dos grãos

A massa específica do solo foi determinada a partir das prescrições da NBR 6508 (ABNT, 1984b). Foram realizados 3 ensaios para encontrar esse parâmetro. Após o repouso das amostras por 24h, passou-as para o copo de dispersão, sempre com o cuidado de não perder material da amostra. Em seguida, transferiu-se as amostras para balões volumétricos de 500 cm³ para, posteriormente, passar pela bomba de vácuo. Na sequência, colocou-se os balões sobre um chapa quente (200° C a 250°C) com o objetivo de retirar oxigênio que ainda pode está presente nas amostras. Retirou-se os balões da chapa, deixando-os atingir a temperatura ambiente. Anotados todos os dados, calculou-se o valor da massa específica.

3.3.3 Compactação

Para determinar a relação entre o teor de umidade ótimo e a massa específica aparente seca máxima de solos compactados, foi seguido as prescrições da NBR 7182 (ABNT, 1986b). A energia utilizada na compactação dos corpos de prova de solo e das mistura solo-cal (2%, 3%, 4% e 5%) foi intermediária. No entanto, não existe especificação para energia de compactação para camada de base ou sub-base estabilizada com cal. Todavia, a norma ES 303 (DNER, 1997), determina que para rodovias cujo volume de tráfego seja inferior a $N = 5 \times 10^6$ deve-se usar uma energia de compactação do método B. A norma ME 129 (DNER, 1994b), define o chamado método B como sendo a energia intermediária, ou seja, ao realizar um ensaio com essa energia, aplica-se 26 golpes por camada.

3.4 ENSAIOS MECÂNICOS

3.4.1 Expansão e C.B.R

Estes ensaios são realizados com o objetivo de avaliar a expansão e a resistência a penetração dos solos. Para determinar esses parâmetros, seguiu-se as recomendações da norma NBR 9895 (ABNT, 1987) e foram utilizados os CP's que

caracterizaram as curvas de compactação, ou seja, foram utilizados 5 corpos de prova para cada mistura solo-cal e para a amostra de solo.

Após as moldagens necessários para caracterizar a curva de compactação, preparou-se cada corpo de prova para posterior imersão, fazendo a primeira leitura no extensômetro colocado na borda superior de cada cilindro que acompanha cada CP. As demais leituras foram feitas em intervalos de 24h, onde as amostras de solo e misturas permaneceram submersos em água potável proveniente da rede pública durante 4 dias. Após o fim do período de embebição e todas as leituras feitas, retirou-se os corpos de prova da água e esperou-se 15 minutos para que a água pudesse escoar. Após esse tempo, iniciou-se o ensaio de penetração C.B.R..

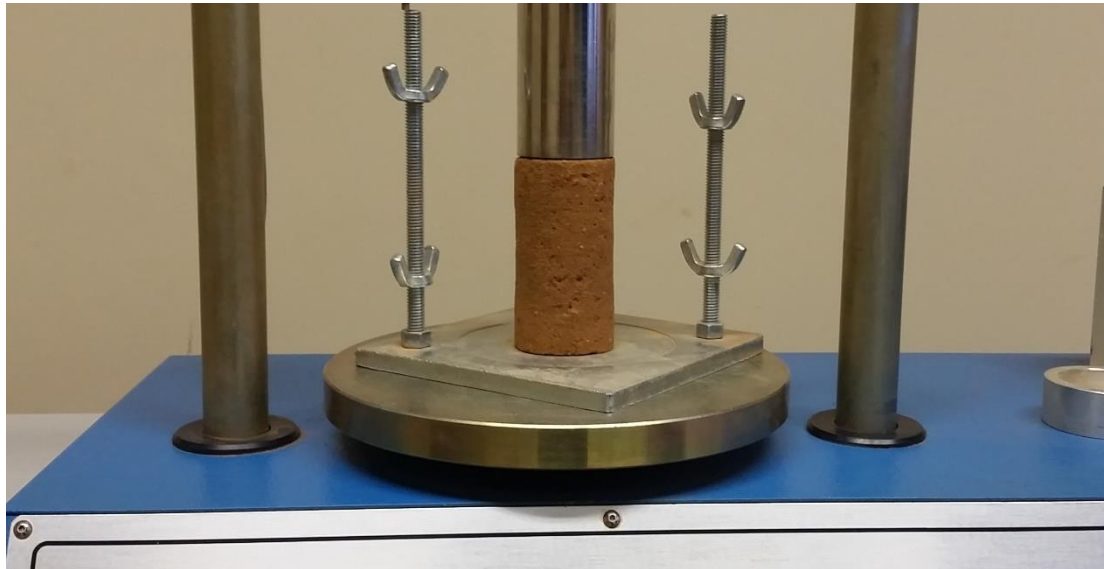
Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de penetração por meio de uma prensa CBR/MARSHALL automática 220V/50Hz, com célula de carga de 5.000 Kgf calibrada a uma velocidade de 1,27mm/minuto, determinando, assim, os valores de C.B.R. das amostras de solo e das amostras de mistura solo-cal.

3.4.2 Compressão Simples

O ensaio de resistência a compressão simples (RCS) foi realizado nas amostras com um teor de 3% de cal hidratada em relação a massa seca do solo, na umidade ótima, para avaliação do processo de cura. Na moldagem, foram utilizados corpos de prova cilíndricos de dimensões em torno de 15,24 cm de diâmetro e 17,76 cm de altura, e um disco espaçador de 15,08 cm de diâmetro e 6,35 cm de altura. No total, foram definidos 6 CP's na energia de compactação intermediária, sendo 2 para cada tempo de cura (1, 4 e 28 dias). Após a moldagem, dos 6 corpos de prova, 3 foram embalados em sacos plásticos para não perder umidade e os outros 3 foram colocados em imersão em água potável proveniente da rede pública para assim iniciar a cura. Ao completar cada período de cura, selecionava-se 1 dos CP's ensacados e outro que se encontrava submerso, e de cada CP escolhido, foram extraídos manualmente 3 novos CP's com dimensões aproximadas de 10 cm de altura por 5 cm de diâmetro (Figura 7), pesados com precisão de 0,01gf para assim fazer o rompimento dos mesmos, ou seja, ao final de cada período de cura houve o rompimento de 6 corpos de prova.

Para executar os ensaios de RCS, foram seguidas as recomendações da norma IE 004 (DNER, 1994a). O ensaio foi feito na mesma prensa utilizada no ensaio de C.B.R., calibrada na mesma velocidade, caracterizando um ensaio com deformação controlada. Após a ruptura, foram coletadas 3 amostras para determinação de umidade para assim, definir as curvas de tensão x deformação específica.

Figura 7 - Corpo de prova nas devidas dimensões pronto para ser rompido na prensa.



4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CONSIDERAÇÕES

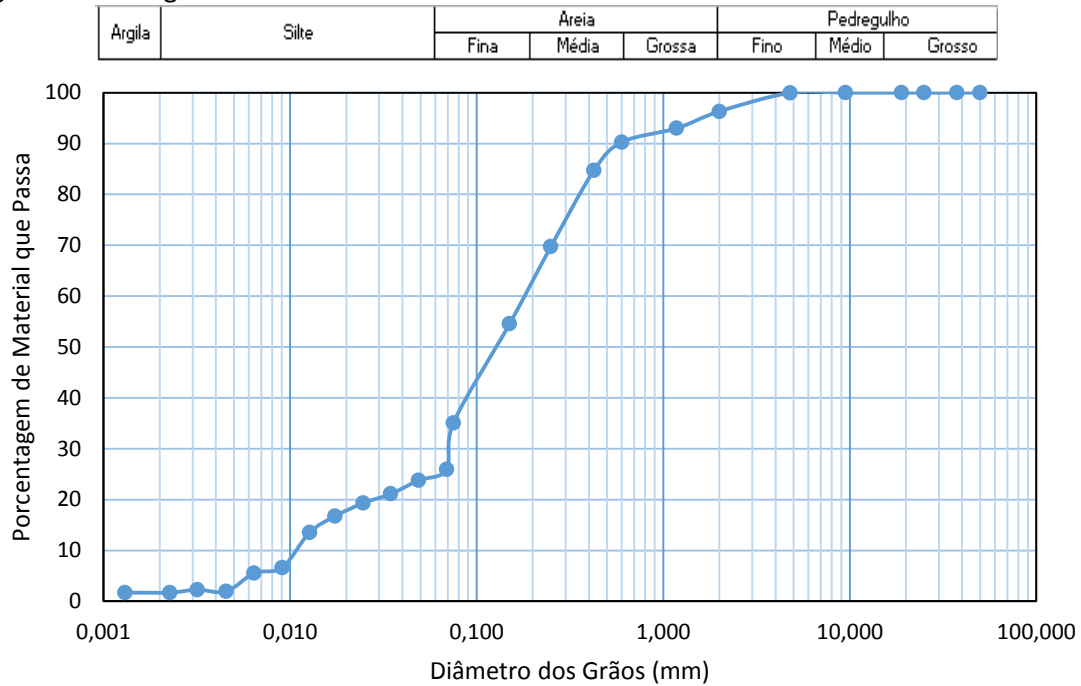
Os resultados dos ensaios realizados, cujos procedimentos foram exibidos anteriormente, serão apresentados e discutidos nos próximos itens, mostrando os ensaios do solo natural e das misturas de solo com adição de cal hidratada do tipo CH-III. Inicialmente, serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização e compactação e, logo em seguida, os resultados dos ensaios mecânicos. Além disso, esta análise pretende observar se, após a adição de cal hidratada ao solo, foram atingidos os requisitos técnicos exigidos para sua aplicação nas camadas de pavimento.

4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

4.2.1 Análise granulométrica

Os resultados do ensaio de granulometria do solo natural estão exibidos na Figura 8, mostrando que a amostra de solo em estudo apresenta a seguinte composição de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995): 3,68% de pedregulho (2,0 mm a 60 mm), 71,37% de areia (0,06 mm a 2,0 mm), 23,19% de silte (0,002 mm a 0,06 mm) e 1,76% de argila (inferior a 0,002 mm) de material. Devido a não utilização de defloculante, pode haver um maior percentual de material fino (silte, argila) no solo, que não esteja representado na curva granulométrica.

Figura 8 - Curva granulométrica da amostra de solo natural.



De acordo com a representação gráfica acima, observa-se que mais de 35% de material passa pela peneira de número 200 (abertura de 0,075 mm), mostrando que há um percentual de finos considerável na amostra em estudo.

4.2.2 Limite de Liquidez

Os ensaios de limite de liquidez (LL) foram realizados tanto com as amostras de solo natural, quanto com as amostras de solo misturadas com cal hidratada, de acordo com as porcentagens estabelecidas. As Figuras de 9 a 13 mostram a representação gráfica (nº de golpes x teor de umidade) obtida para cada amostra ensaiada.

Figura 9 - Limite de liquidez da amostra de solo natural.

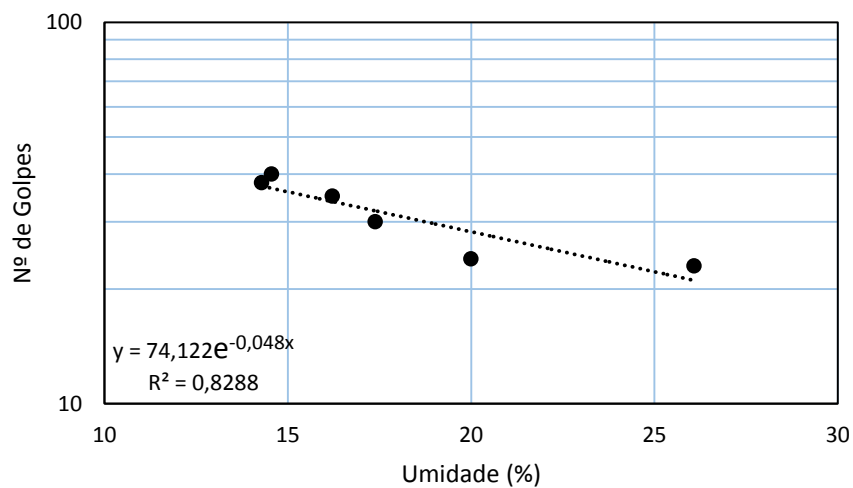


Figura 10 - Limite de liquidez da amostra de solo + 2% de cal hidratada.

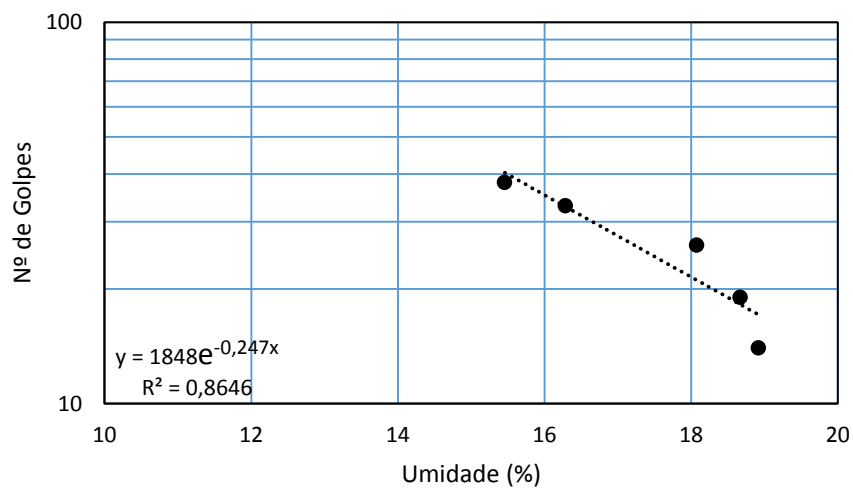


Figura 11 - Limite de liquidez da amostra de solo + 3% de cal hidratada.

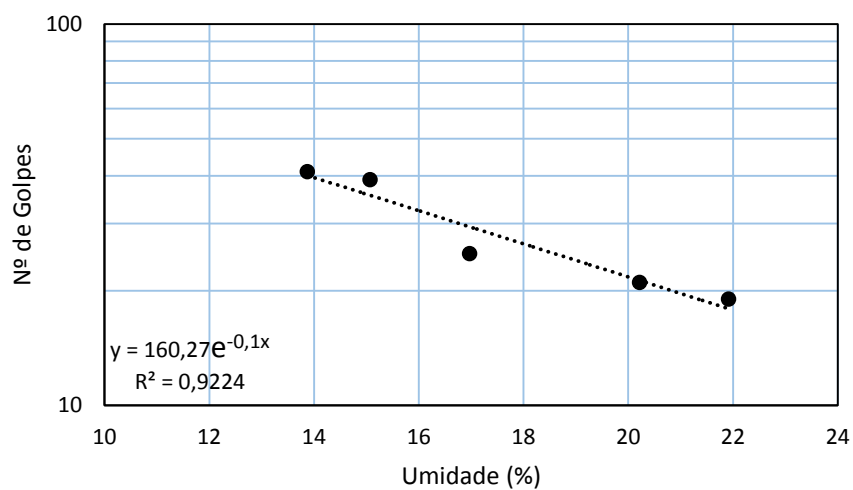


Figura 12 - Limite de liquidez da amostra de solo + 4% de cal hidratada.

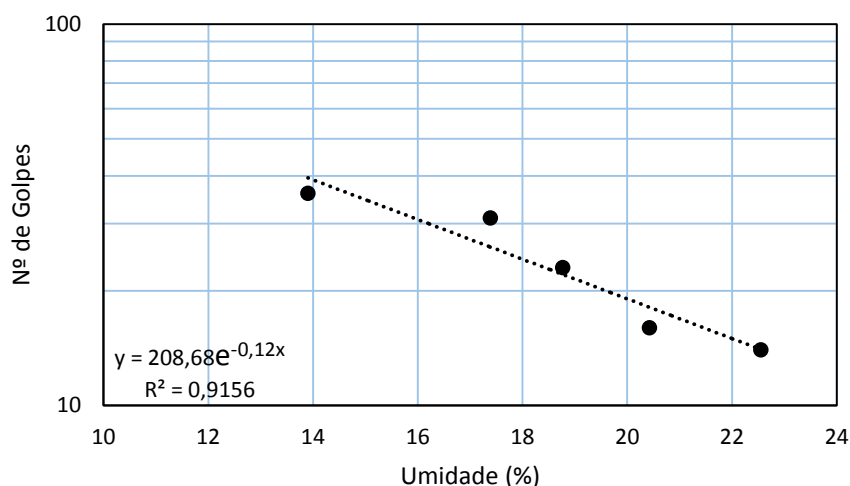
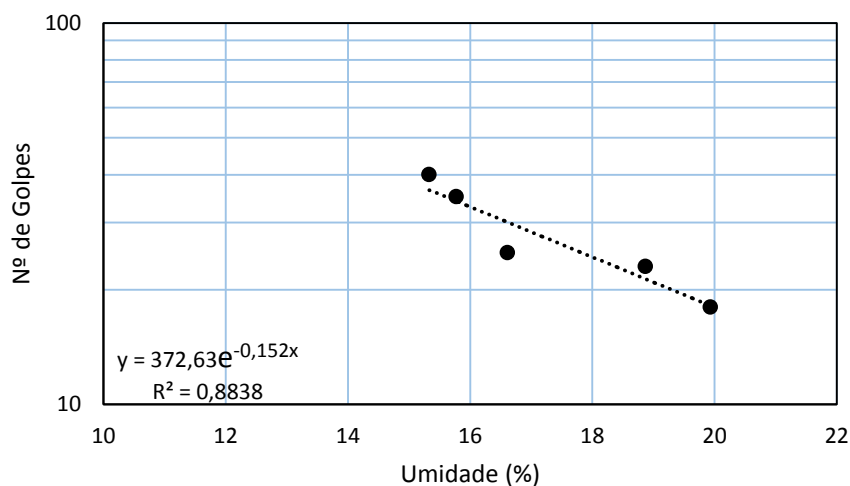


Figura 13 - Limite de liquidez da amostra de solo + 5% de cal hidratada.



Observa-se que o solo natural apresentou um LL de 22,64 %. Aproximando para o número inteiro mais próximo, em concordância com a norma NBR 6459 (ABNT, 1984a) que regulamenta o ensaio, implica num LL de 23%. Para as amostras com as adições de 2%, 3%, 4% e 5% de cal, os valores encontrados de acordo com a representação gráfica correspondente, foram de 17,42%, 18,58%, 17,68% e 17,77%, nessa ordem. Arredondando, foram definidos os valores de LL de 17%, 19%, 18% e 18%, respectivamente, para as misturas. A Tabela 9 mostra o resumo dos resultados obtidos no ensaio que determinou o limite de liquidez das amostras.

Tabela 9 - Dados do limite de liquidez de cada amostra.

Solo + teor de cal (%)	0%	2%	3%	4%	5%
LL (25 golpes %)	22,64	17,42	18,57	17,68	17,77
LL (Inteiro mais próximo %)	23	17	19	18	18

Após as adições de cal, houve uma diminuição de 5% do valor de limite de liquidez da mostra de solo, em relação à média dos valores de LL encontrados após a adição da cal, que saiu dos 23%, e ficou em torno de 18%.

4.2.3 Limite de Plasticidade

Para o limite de plasticidade (LP) do solo natural e das misturas de solo-cal, foram feitas 3 amostras por ensaio, conforme as recomendações da NBR 7180 (ABNT, 1984c). A Tabela 10 apresenta os valores de LP encontrados para a amostra de solo, e suas respectivas misturas.

Tabela 10 - Dados do limite de plasticidade de cada amostra.

Solo + teor de cal (%)	0%	2%	3%	4%	5%
Umidade Média Parcial	13,86%	-	-	-	-
Varição da Média (+5%)	14,55%	-	-	-	-
Varição da Média (-5%)	13,13%	-	-	-	-
LP (Inteiro mais próximo %)	14%	NP	NP	NP	NP

Os resultados obtidos mostram um valor de LP de 14% para a amostra de solo. Após a adição da cal o solo deixou de apresentar um valor de limite de plasticidade, pois, durante o ensaio, não foi possível obter o cilindro de 3mm de diâmetro, caracterizando essas amostras como não apresentando limite de plasticidade (NP).

4.2.4 Índice de Plasticidade

O cálculo do índice de plasticidade (IP) depende dos limites de liquidez e plasticidade, sendo dado pela diferença entre ambos ($IP = LL - LP$). A Tabela 11 traz os resultados dos ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade e o índice de plasticidade correspondente.

Tabela 11 - Dados do índice de plasticidade de cada amostra.

Solo + teor de cal (%)	0%	2%	3%	4%	5%
Limite de Liquidez (%) – LL	23	17	19	18	18
Limite de Plasticidade (%) – LP	14	NP	NP	NP	NP
Índice de Plasticidade (%) – IP	9	NP	NP	NP	NP

O IP representa a quantidade de água que o solo necessita para passar do estado plástico para o estado líquido, ou seja, busca medir a plasticidade do solo. De acordo com os resultados, a amostra de solo natural apresentou um IP de 9%, caracterizando-o como uma amostra de plasticidade média ($7 < IP < 15$). Para as demais amostras com adições de cal hidratada, devido à ausência do limite de plasticidade, foram caracterizadas, em relação ao IP, como não plásticas sendo um ponto positivo para aplicação no meio rodoviário, uma vez que, o índice de plasticidade dos solos está diretamente relacionado ao seu potencial expansivo.

A partir dos dados obtidos da análise granulométrica e limites de Atterberg, determinou-se o índice de grupo (IG) para a amostra de solo, em consonância com a tabela 6, adotada pela AASHTO. A Tabela 12 traz esse resultado.

Tabela 12 - Dados do índice de grupo da amostra de solo natural.

IG = 0,2.a + 0,005.a.c + 0,01.b.d	a	b	c	d
Parâmetros	0,07	20,07	0	0
IG		0,014		
IG (Inteiro mais próximo acima)		1		

Considerando o percentual de solo que passa na peneira de número 200 igual a 35,07% ($> 35\%$) e dos valores de LL, IP e IG determinados para a amostra de solo, classificou-se o mesmo pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e pelo Sistema Rodoviário de Classificação (HRB), respectivamente, em: SC (areia argilosa) e A-4 (solo siltoso). Deve-se ressaltar que o percentual passante na peneira de nº 200 foi ligeiramente superior a 35%, sendo este, um valor que se encontra na transição de materiais granulares e materiais siltsos e argilosos de acordo com a classificação HRB. No caso de se considerar essa porcentagem igual a 35% e o valor de IG igual a 0 (zero), a classificação do solo, de acordo com a o sistema rodoviário, passaria a ser A-2-4 (areia e areia siltosa ou argilosa).

4.2.5 Massa Específica dos Grãos

Partindo das recomendações da NBR 6508 (ABNT, 1984b), foram realizados 3 ensaios para a determinação da massa específica dos grãos de solo que passam na peneira de abertura 4,8 mm. A tabela 13 apresenta os dados obtidos nesse ensaio.

Tabela 13 - Dados dos ensaios de massa específica dos grãos.

Massa Específica dos Grãos			
Massa do solo úmido (M1 - g)	50,04	50,06	50,03
Temperatura de ensaio (T - °C)	23,5	24,4	26
Massa do balão + solo + água na temp. T (M2 - g)	724,78	704,04	718,23
Massa do balão com água até a referência, temp. T (M3 - g)	692,48	671,87	686,00
Massa específica da água a temp. T (g/cm ³)	0,9974	0,9972	0,9968
Massa específica dos grãos de solo (g/cm ³)	2,826	2,803	2,814
Massa específica média dos grãos de solo (g/cm ³)	2,815		

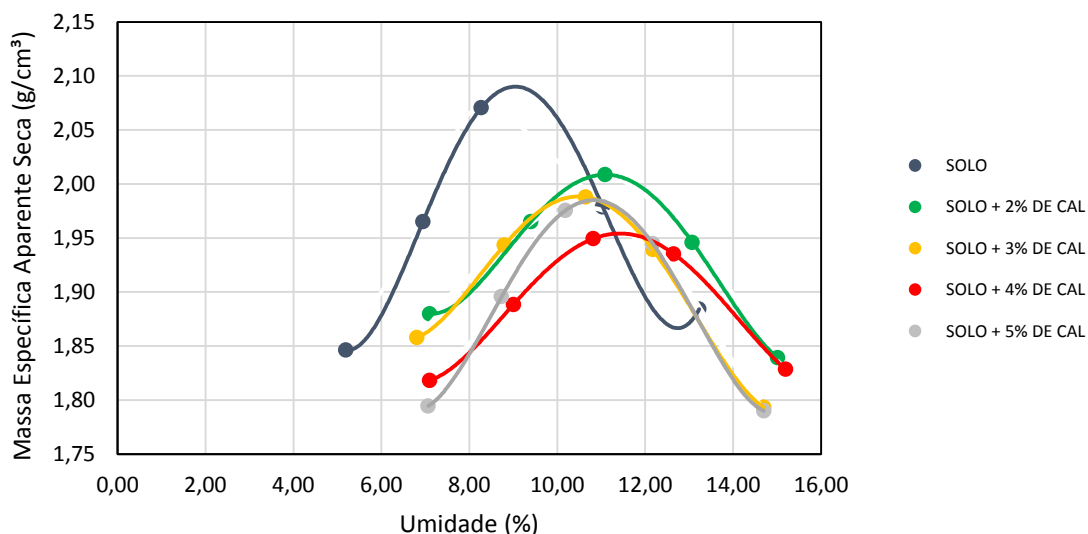
A massa específica dos grãos é de 2,815 g/cm³, determinada através da média dos valores dos 3 ensaios feitos. Não foi executado o ensaio para as amostras de mistura.

4.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, EXPANSÃO E C.B.R.

4.3.1 Compactação

Inicialmente, são apresentadas as curvas de compactação do solo natural e das misturas sol-cal nas respectivas quantidades de 2%, 3%, 4% e 5% de cal hidratada. Seguindo as recomendações da norma NBR 7182 (ABNT, 1986b), foram moldados 5 corpos de prova para caracterizar cada curva de compactação. A energia utilizada em todos os ensaios foi intermediária e a Figura 14 mostra a representação das curvas de compactações encontradas para o solo natural e as devidas misturas.

Figura 14 - Curvas de compactações das amostras de solo natural e misturas solo-cal na energia intermediária.



De acordo com a representação gráfica, a umidade ótima do solo natural ficou em torno de 9,10% e a massa específica aparente seca máxima igual a 2,09 g/cm³.

Com a adição dos teores de cal hidratada, percebeu-se o que outros autores já haviam observado: um aumento do valor da umidade ótima, e uma diminuição dos valores da massa específica aparente seca máxima em relação ao solo natural. No entanto, a mistura com 5% de cal não apresentou a maior umidade ótima e nem a menor massa específica aparente seca máxima. O solo com adição de 2% de cal apresentou um valor de umidade ótima de 11,09% e massa específica aparente seca máxima igual 2,01 g/cm³. Para a mistura com teor de 3% de cal, o valor da umidade ótima foi de 10,50%, e massa específica aparente seca máxima de 1,99 g/cm³. As misturas com 4% e 5% de cal, apresentaram respectivamente: 11,40% e 10,80% de umidade ótima, e 1,95 g/cm³ e 1,98 g/cm³ de massa específica aparente seca máxima. A Tabela 14 traz o resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compactação.

Tabela 14 - Dados de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima obtidas nos ensaios de compactação.

Solo + teor de cal (%)	0%	2%	3%	4%	5%
Umidade ótima (%)	9,10	11,09	10,50	11,40	10,80
Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)	2,09	2,01	1,99	1,95	1,98

A tendência de redução do valor da massa específica aparente seca das amostras, após a adição de cal, pode estar relacionada à massa específica da cal ser inferior à do solo. Ou seja, quando estes são misturados, o produto gerado apresentará uma densidade inferior em relação ao solo natural. Com a presença da cal na mistura, há um aumento na demanda de água para que as reações solo-cal ocorram, pois, a cal absorve água e isso reflete num aumento dos teores de umidade ótima.

Lovato (2004) encontrou em sua pesquisa, resultados com desempenhos parecidos aos apresentados na Tabela 14, sendo que, sua ressalva em relação a esse comportamento foi que as partículas de solo se tornam floculadas ao se adicionar cal. Como consequência, os vazios aumentam, e a estrutura será forte o suficiente para resistir a compactação com um índice de vazios mais alto, o que reduz a densidade específica aparente do solo. Nesse raciocínio, quanto mais vazios, mais água será necessária para preenchê-los na mistura, resultando numa maior umidade ótima de compactação. Vale ressaltar que tal explicação foi baseada na bibliografia de Sivapullaiah *et al.* (1998).

4.3.2 Expansão e C.B.R.

As amostras que caracterizaram a curva de compactação, foram as mesmas para determinar parâmetros de expansão e capacidade de suporte. A Tabela 15 apresenta os valores obtidos de expansão determinados a partir das exigências da NBR 9895 (ABNT, 1987), do solo natural e das respectivas misturas, todas com 4 dias de imersão.

Tabela 15 - Dados dos valores de expansão/contração das amostras.

Misturas	Umidade (%)	Tempo (dias)				Total (%)
		1	2	3	4	
Solo + 0% de Cal Hidratada	5,19	10,824	0,408	0,650	0,173	12,06
	6,95	4,310	0,155	0,103	0,129	4,70
	8,27*	0,407	0,424	0,389	0,769	1,99
	11,04	0,149	0,280	0,568	0,594	1,59
	13,23	0,000	0,000	0,009	0,000	0,01
Solo + 2% de Cal Hidratada	7,10	0,483	0,000	0,123	0,011	0,62
	9,40	0,017	0,000	0,000	0,000	0,02
	11,09*	0,167	0,000	0,000	0,000	0,17
	13,07	-0,065	0,000	0,000	0,000	-0,06
	15,02	0,000	-0,009	0,000	0,000	-0,01
Solo + 3% de Cal Hidratada	6,81	1,215	0,035	0,043	0,035	1,33
	8,80	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00
	10,65*	0,003	-0,003	0,000	0,000	0,00
	12,17	0,000	-0,009	-0,009	0,000	-0,02
	14,70	0,000	-0,009	0,009	-0,009	-0,01
Solo + 4% de Cal Hidratada	7,10	1,124	0,000	0,087	0,000	1,21
	9,01	0,212	0,013	0,017	0,026	0,27
	10,82*	0,183	0,004	0,000	0,035	0,22
	12,65	-0,386	0,000	0,000	-0,017	-0,40
	15,20	-0,579	0,000	0,000	0,000	-0,58
Solo + 5% de Cal Hidratada	7,07	-0,009	-0,009	0,000	0,000	-0,02
	8,73	-0,026	0,000	0,000	0,000	-0,03
	10,18*	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00
	12,17	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00
	14,70	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00

*Valores próximos a umidade ótima.

Verificou-se que o solo em seu estado natural apresentou um grau de expansão considerável. Os CP's de solo natural com 5,19% e 6,95% de umidade (pontos do ramo seco da curva de compactação), apresentaram, respectivamente, 12,06% e 4,70% de variação volumétrica, indicando que os mesmos expandiram. O ponto mais próximo da umidade ótima do solo natural (8,27 %) apresentou 1,99 % de expansão. À medida que se elevou o teor de umidade do solo, os valores de expansão diminuíram.

A partir do momento que foram adicionados teores crescentes de cal, verificou-se uma redução dos valores de expansão. Para a amostra com adição de 2% de cal, o CP mais seco (7,10 %) apresentou uma diminuição de expansão significativa comparada ao solo natural, ficando com uma variação volumétrica de 0,62%. Para a mesma amostra, no ponto próximo a umidade ótima (11,09 %), o valor de expansão ficou em 0,17 %, sendo que, para os pontos acima da umidade ótima (ramo úmido da

curva de compactação), os valores passaram a ser negativos, indicando contração. O comportamento para as demais amostras com teores de cal hidratada de 3%, 4% e 5% foram bem parecidos com o que a amostra com 2% de adição apresentou, destacando-se que os CP's com adição de 3% de cal nas umidades de 8,80 % e 10,65 % não apresentaram variação volumétrica. O mesmo vale para os pontos próximos a umidade ótima e do ramo úmido da curva de compactação dos CP's com adição de 5% de cal, indicando estabilidade face à presença de água.

O (DNIT, 2006), determina os valores aceitáveis de expansão para aplicação nas camadas de pavimento, sendo, para camada de subleito $\leq 2\%$, para reforço de subleito e sub-base $\leq 1\%$, e para base, $\leq 0,5\%$.

De acordo com essas informações, observa-se que os CP's de mistura solo-cal com umidades próximas a umidade ótima, apresentaram características de expansão que satisfazem as exigências do DNIT, podendo ser aplicados em qualquer camada de pavimento, desde que as demais exigências sejam satisfeitas. O CP de solo natural mais próximo da umidade ótima, por ter apresentado uma expansão de 1,99 %, se enquadra no limite para aplicá-lo como camada de sub-leito. Todavia, a energia de compactação para essa camada recomendada pelo mesmo manual, é a energia normal (12 golpes), ou seja, caso o solo fosse compactado nessa energia, o mesmo apresentaria um grau de expansão mais elevado, fazendo com que a amostra não se enquadre nem para camada de sub-leito. Deve-se ressaltar ainda, que o solo utilizado nessa pesquisa é um solo natural coletado no bairro São Pedro de Barreiras, e por isso, muitas vezes utilizado nas camadas de pavimento das vias do bairro.

Ainda sobre expansão, a norma D 4829 (ASTM, 1995) apresenta critérios que classifica um solo de acordo com seu potencial de expansão, a Tabela 16 traz esses parâmetros.

Tabela 16 - Dados de classificação do potencial expansivo de solos.

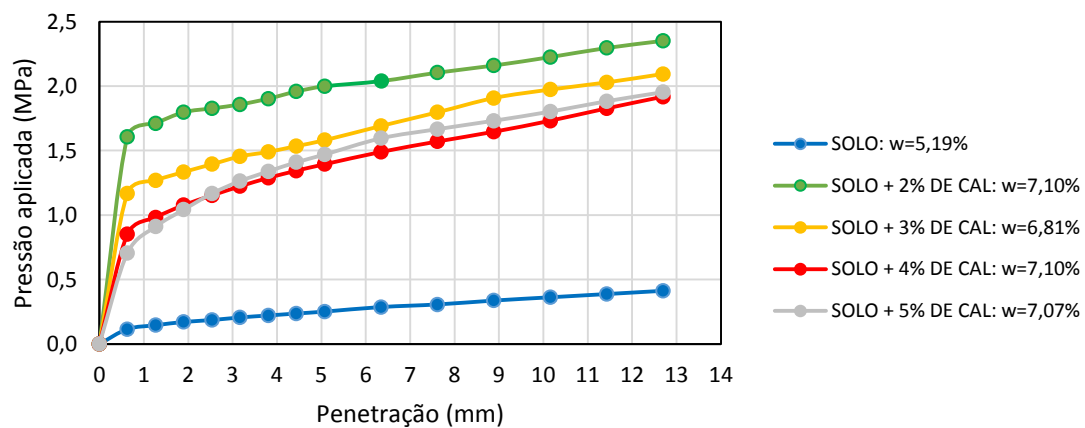
Índice de Expansão (I_E)	Potencial de Expansão
0 - 2	Muito baixo
2,1 - 5,0	Baixo
5,1 - 9,0	Médio
9,1 - 13,0	Alto
> 13,0	Muito Alto

Fonte: ASTM D 4829, 1995/adaptado.

Levando em consideração esses dados, percebe-se que a amostra de solo natural na umidade de 5,19 %, se encaixa como um solo com alto potencial de expansão. Destaca-se ainda, que após as adições de cal, todos os CP's se enquadram como um solo com potencial de expansão muito baixo, independente da umidade.

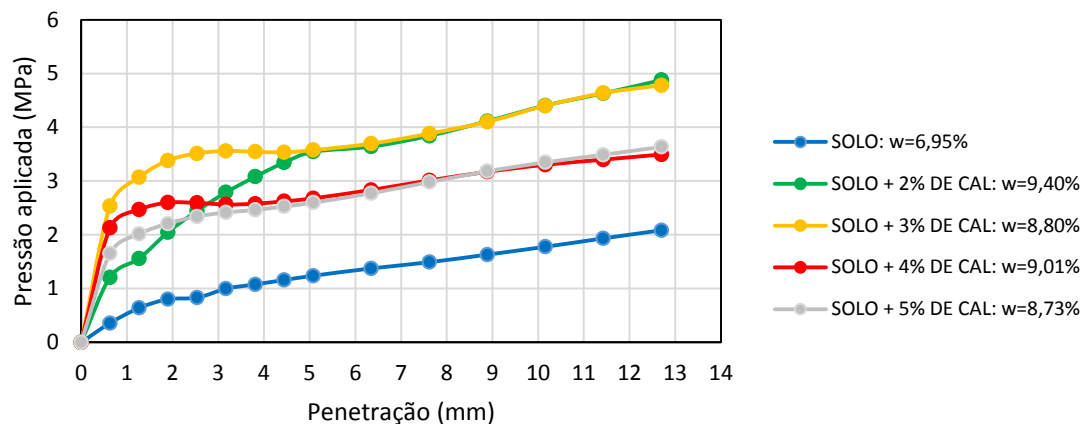
No que diz respeito aos valores de C.B.R. encontrados, as Figuras de 15 a 19 mostram a representação gráfica (pressão x penetração) para todos os pontos das curvas de compactação das amostras de solo natural e misturas, e compara os pontos obtidos (ramo seco, próximo a umidade ótima, ramo úmido) de amostras distintas. As Figuras com os gráficos de C.B.R. para todos os pontos da curva de compactação de cada amostra se encontram no Anexo I.

Figura 15 - Curvas de pressão vs penetração dos pontos mais secos das curvas de compactação do solo natural e misturas na energia intermediária.



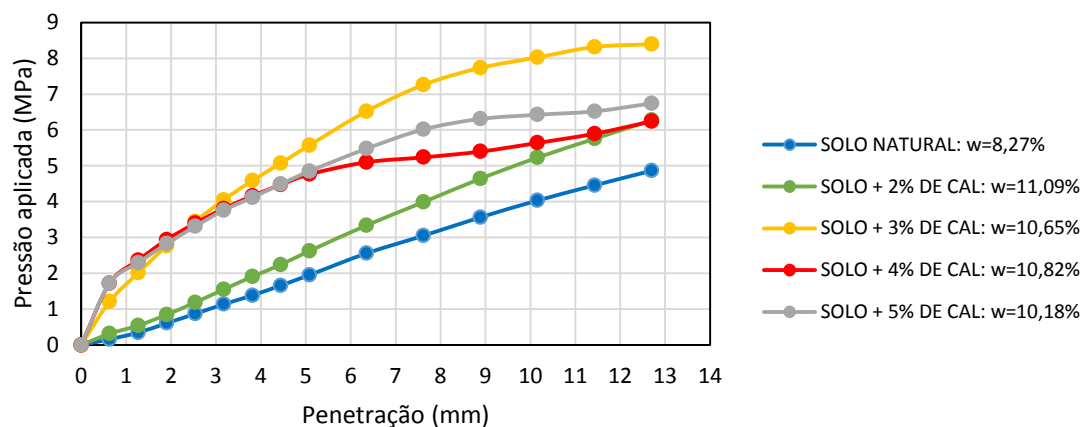
Nota-se, que para os pontos mais secos das curvas de compactação, a amostra de solo natural respondeu a valores muito inferiores de pressão comparadas aos valores que todas as misturas apresentaram, sendo que, a amostra com um teor de 2 % de cal, sobressaiu como a mais resistente. A Figura 16 exibe as curvas de pressão x penetração para os outros pontos do ramo seco das curvas de compactação de amostras de solo natural e misturas.

Figura 16 - Curvas de pressão vs penetração dos pontos de umidades imediatamente inferiores aos pontos de umidade ótima das curvas de compactação do solo natural e misturas na energia intermediária.



Novamente, a amostra de solo natural apresenta valores de pressão bem inferiores se comparado às misturas, no entanto, a amostra com um teor de 3% de cal hidratada apresentou os maiores valores, nesse caso. A Figura 17 mostras as curvas de pressão x penetração para os pontos próximos a umidade ótima das misturas.

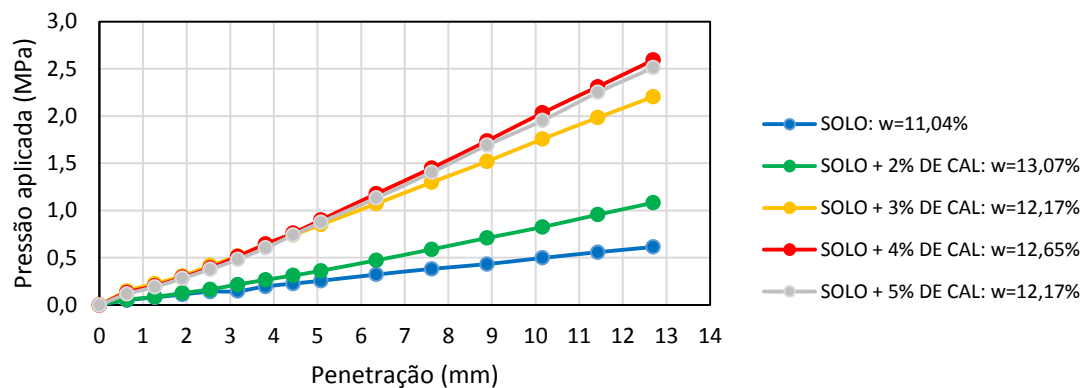
Figura 17 - Curvas de pressão vs penetração dos pontos próximos a umidade ótima das curvas de compactação do solo natural e misturas na energia intermediária.



Nota-se, claramente, que a amostra de solo natural, à medida em que se eleva a penetração, continua apresentando valores de pressão inferiores em relação à todas as misturas solo-cal, além de um comportamento linear. A amostra com adição de 2% de cal também apresentou o mesmo comportamento, e a amostra com um teor de 3% de cal hidratada, continuou se destacando como a que respondeu a valores de pressão mais elevados. Na sequência, a Figura 18 mostra os dados para os pontos com

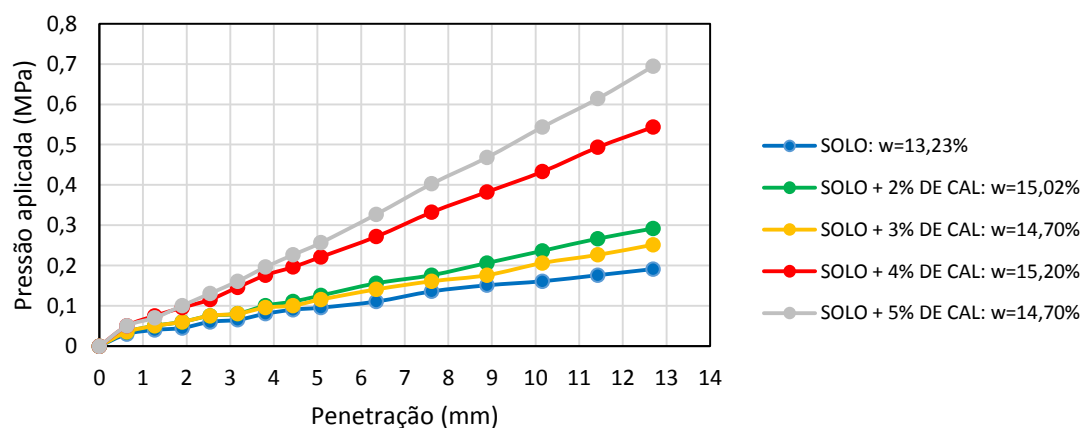
umidade imediatamente acima dos próximos as umidades ótimas das curvas de compactação distintas.

Figura 18 - Curvas de pressão vs penetração dos pontos com umidade imediatamente acima da umidade ótima das curvas de compactação do solo natural e misturas na energia intermediária.



De acordo com esses dados, a amostra de solo com 4% e 5% de cal hidratada, passaram a apresentar praticamente os mesmos e maiores valores de pressão, colocando a amostra com 3% de cal para a terceira posição, no entanto, com uma diferença muito pequena de pressão entre as 3. O solo natural se manteve como o menos resistente, valendo a ressalva que todas as curvas apresentaram um comportamento linear para esses pontos do ramo úmido da curva de compactação. Por fim, a Figura 19 apresenta as curvas obtidas no ensaio C.B.R. para os pontos mais úmidos das curvas de compactação das amostras de solo natural e misturas.

Figura 19 - Curvas de pressão vs penetração dos pontos mais úmidos das curvas de compactação do solo natural e misturas na energia intermediária.



A amostra com 5% de cal passou a exibir a maior capacidade de suporte, seguida da amostra com 4% de cal, e por último, o solo natural. Assim com a representação gráfica da Figura 18, todas as curvas se mostram com um comportamento linear. Essa conduta, pode ser explicada por conta da estrutura da mistura formada para os pontos do ramo úmido da curva de compactação. No ramo úmido, tem-se uma estrutura dispersa, que proporciona uma movimentação das partículas na hora do carregamento, dando baixa resistência em relação a estrutura floculada, característica do ramo seco.

A Tabela 17 traz os valores de tensão (MPa), do ensaio C.B.R., alcançados para as amostras de solo-cal em relação a penetração em concordância com as Figuras de 15 a 19.

Tabela 17 - Dados de tensão (MPa) no ensaio C.B.R. das amostras em relação a penetração.

Figura de referência	Penetração	Solo + 0% de Cal	Solo + 2% de Cal	Solo + 3% de Cal	Solo + 4% de Cal	Solo + 5% de Cal
15	2,54 (mm)	0,19	1,83	1,40	1,15	1,17
	5,08 (mm)	0,25	2,00	1,58	1,39	1,47
16	2,54 (mm)	0,83	2,44	3,51	2,59	2,34
	5,08 (mm)	1,24	3,54	3,57	2,68	2,60
17*	2,54 (mm)	0,87	1,19	3,45	3,40	3,31
	5,08 (mm)	1,95	2,62	5,57	4,76	4,85
18	2,54 (mm)	0,14	0,16	0,42	0,39	0,38
	5,08 (mm)	0,26	0,36	0,85	0,90	0,88
19	2,54 (mm)	0,06	0,07	0,08	0,11	0,13
	5,08 (mm)	0,10	0,12	0,11	0,22	0,26

*Valores próximos a umidade ótima.

De acordo com esses dados, para os valores próximos a umidade ótima, a amostra sem adição de cal hidratada, suportou uma pressão de 0,87MPa à 2,54 mm de penetração e 1,95 MPa à 5,08 mm. Como já verificado, as amostras com teores crescentes de cal suportaram um maior carregamento do que o solo natural, sendo que, a amostra com adição de 3% de cal, para essa umidade, sofreu as maiores pressões em ambas as penetrações. A partir desses valores de pressão, foi determinado o Índice de Suporte Califórnia (ISC/C.B.R.) de cada amostra. A Tabela 18 mostra um resumo dos valores de C.B.R., com os respectivos parâmetros de penetração, e na sequência, a Figura 20 mostra a representação gráfica dos valores do ISC em função das umidades.

Tabela 18 - Dados dos ensaios de C.B.R. das amostras de solo natural e misturas.

Figura de referência	Penetração	Solo + 0% de Cal	Solo + 2% de Cal	Solo + 3% de Cal	Solo + 4% de Cal	Solo + 5% de Cal
15	2,54 (mm)	2,70 (%)	26,49 (%)	20,21 (%)	16,71 (%)	16,93 (%)
	5,08 (mm)	2,43 (%)	19,31 (%)	15,27 (%)	13,47 (%)	14,20 (%)
	C.B.R. (%)	2,70	26,49	20,21	16,71	16,93
16	2,54 (mm)	12,04 (%)	35,46 (%)	50,93 (%)	37,58 (%)	33,93 (%)
	5,08 (mm)	11,97 (%)	34,25 (%)	34,54 (%)	25,88 (%)	25,10 (%)
	C.B.R. (%)	12,04	35,46	50,93	37,58	33,93
17*	2,54 (mm)	12,62 (%)	17,22 (%)	49,98 (%)	49,25 (%)	48,01 (%)
	5,08 (mm)	18,87 (%)	25,34 (%)	53,85 (%)	46,02 (%)	46,85 (%)
	C.B.R. (%)	18,87	25,34	53,85	49,25	48,01
18	2,54 (mm)	2,04 (%)	2,41 (%)	6,06 (%)	5,69 (%)	5,47 (%)
	5,08 (mm)	2,48 (%)	3,50 (%)	8,22 (%)	8,71 (%)	8,46 (%)
	C.B.R. (%)	2,48	3,50	8,22	8,71	8,46
19	2,54 (mm)	0,88 (%)	1,09 (%)	1,09 (%)	1,68 (%)	1,90 (%)
	5,08 (mm)	0,92 (%)	1,22 (%)	1,12 (%)	2,14 (%)	2,48 (%)
	C.B.R. (%)	0,92	1,22	1,12	2,14	2,48

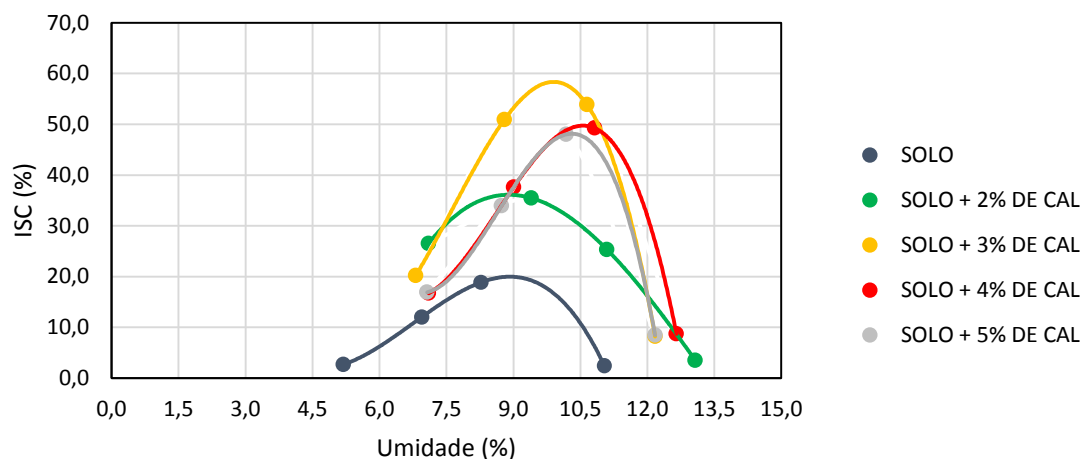
*Valores próximos a umidade ótima.

Em concordância com esses dados, e em relação aos CP's do ramo seco das curvas de compactação, referenciados pelas Figuras 15 e 16, percebeu-se um aumento significativo da capacidade de suporte do solo após as adições de cal, merecendo destaque ao valor de C.B.R. de 50,93 % alcançado pela amostra com 3% de cal e ao valor de ISC igual a 35,46 % para a amostra com 2% de cal, superior ao ISC da amostra com o mesmo teor de cal, no ponto próximo da umidade ótima. Para os pontos do ramo úmido das curvas de compactação do solo e misturas solo-cal, cujas Figuras 18 e 19 são as referências, notou-se que os valores alcançados de C.B.R. foram bem pequenos, sendo que nenhum alcançou nem 10 %.

Para os pontos próximos a umidade ótima, os valores de C.B.R. encontrados foram de 12,62 % para a penetração de 2,54 mm, e 18,87 % para a penetração de 5,08 mm para a amostra sem adição de cal. A NBR 9895 (ABNT, 1987) determina o critério de adotar o maior valor obtido nessas penetrações, sendo assim, o valor de C.B.R. definido para a amostra de solo natural correspondeu a 18,87 %. Para as amostras com adição de 2% e 3% de cal hidratada, os valores de C.B.R. encontrados foram, respectivamente, 25,34% e 53,85%, indicando um acréscimo de 34,30 % e 185,40 %, na devida ordem, em relação a capacidade de suporte do solo natural. Para as

amostras com adição de 4% de 5% de cal hidratada, o aumento do valor de C.B.R. em relação ao solo natural foi de 161,00 % e 154,40 %, nessa ordem, ou seja, a adição de 3% de cal hidratada proporcionou ao solo a capacidade de suportar maiores pressões.

Figura 20 - Dados dos ensaios de C.B.R. em função das umidades



A dados acima deixam mais claro quais amostras apresentaram a maior capacidade de suporte, confirmando a amostra com 3 % de cal como a mais resistente e a amostra de solo como a mais fraca.

De acordo com o DNIT (2006), para que um material possa ser utilizado em alguma das camadas de pavimentos, o mesmo deve satisfazer aos requisitos da Tabela 19.

Tabela 19 - Valores máximos de expansão e mínimos de C.B.R. por camada.

CAMADA	EXPANSÃO	ISC/C.B.R.
Sub-leito	≤ 2%	≥ 2%
Reforço de Sub-leito	≤ 1%	≥ C.B.R. do sub-leito
Sub-base	≤ 1%	≥ 20%
Base	≤ 0,5%	≥ 60%

Fonte: DNIT, 2006.

Todavia, analisando os resultados obtidos e apresentados para cada amostra, percebe-se que os mesmos não são suficientes para a utilização na camada de base de rodovias. Apesar dos valores de expansão satisfazerem as exigências, e do ganho significativo na capacidade de suporte do solo após as misturas, nenhuma amostra alcançou o C.B.R. mínimo de 60 % exigido para a aplicação em locais onde o nº N de

tráfego seja igual ou inferior a 5.10^6 . A amostra que chegou mais próximo disso, foi a que possuía um teor de 3% de cal hidratada.

Para teores acima de 3% de cal, notou-se uma redução nos valores de C.B.R.. Tal fato, pode ser explicado devido a maior presença de material fino na mistura. O solo, por não apresentar uma grande quantidade de argila em sua composição, pode não necessitar de teores acima dos 3% de cal, para que as reações de floculação e ação pozolânica ocorram, ou seja, para quantidades superiores a esse teor, pode acontecer de permanecer um percentual de cal em excesso na mistura, muito fino, que não reage e reduz os valores de resistência. Isso mostra a importância de se fazer um estudo bem detalhado em relação a dosagem de misturas solo-cal, pois quantidades acima do ideal, além de reduzirem a capacidade de suporte, também tornam essa opção de estabilização mais onerosa.

Contudo, os resultados mostraram-se bastante aceitáveis para a aplicação desses materiais em camadas de sub-base, visto que, o solo natural não satisfaz. Todas as misturas solo-cal atingiram aos requisitos determinados pelo DNIT, sendo suficiente, um teor de 2% de cal hidratada, para melhorar as características do solo e assim aplicá-lo.

4.4 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Os ensaios de resistência a compressão simples foram realizados a fim de avaliar a cura da mistura que apresentou a melhor resposta em relação à capacidade de suporte, no ponto de umidade ótimo da curva de compactação. Para isso, moldou-se 6 CP's com teor de 3% de cal hidratada, na energia intermediária, deixando-se 3 corpos de prova em imersão e 3 CP's foram ensacados em sacos plásticos para não perder umidade. O período de cura considerado foi de 1, 4 e 28 dias. As Figuras 21 e 22 mostram os resultados obtidos para os CP's que ficaram sem e com imersão, nessa ordem, para o primeiro dia de cura. As Figuras 23 e 24, trazem respectivamente, as informações referentes aos 4 dias de cura para os CP's não imersos e os submersos, e por fim as Figuras 25 a 26 representam os resultados obtidos para os corpos de prova que foram rompidos aos 28 dias. Vale notar, que todas as curvas apresentaram um formato bem parecido, atingindo um pico de resistência, após uma deformação

elástica predominante, tendendo a um valor médio constante, mais baixo, para altas deformações.

Figura 21 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompido após 1 dia de cura (sem imersão).

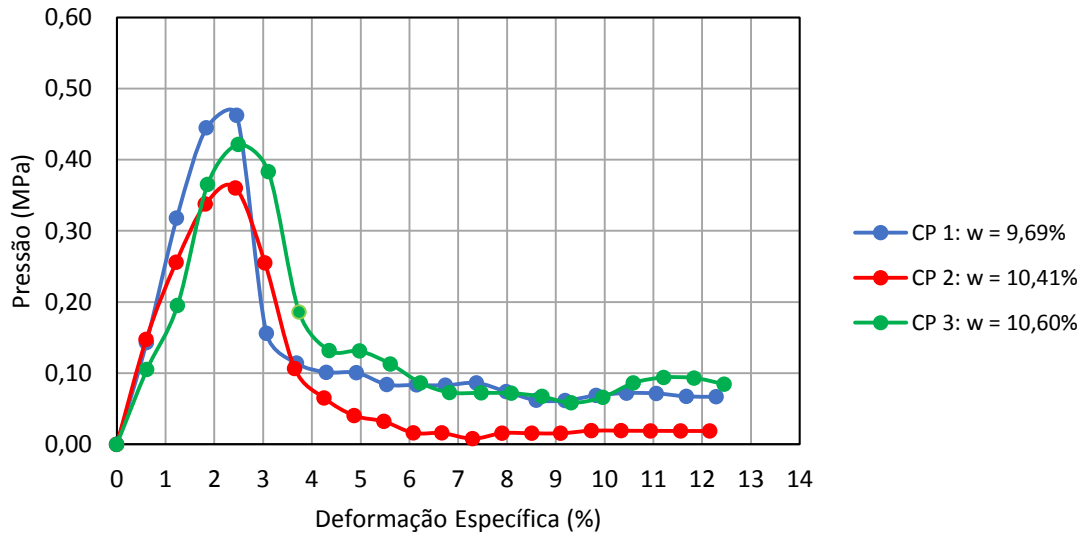
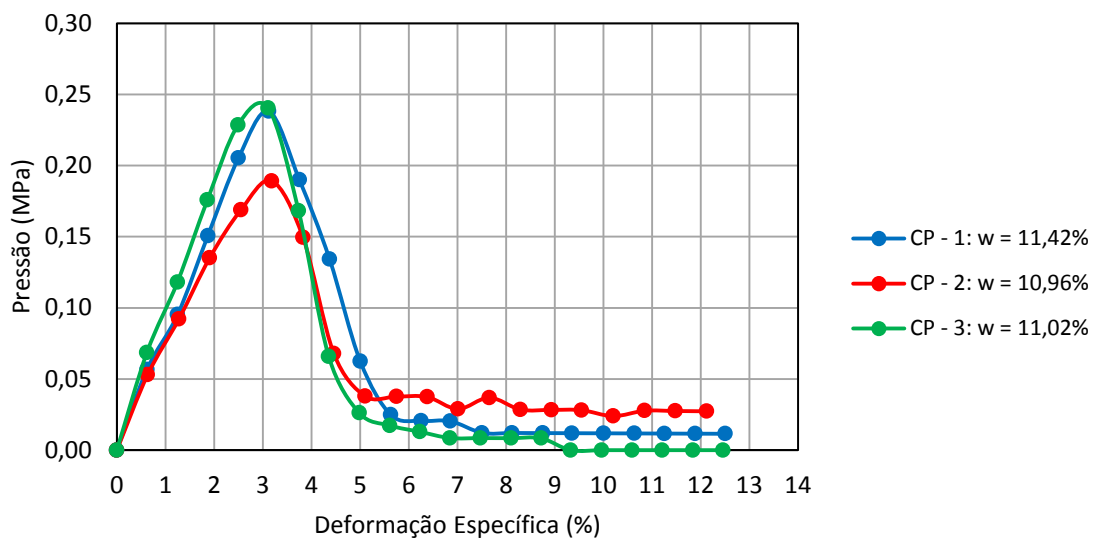


Figura 22 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompido após 1 dia de cura (com imersão).



De acordo com a Figura 21, foram determinados 3 valores de resistência a compressão simples para os CP's sem imersão, definidos a partir da ordenada máxima de cada curva. O CP 1 apresentou um valor aproximado de RCS igual 0,465 MPa, o CP 2 um valor de RCS próximo a 0,362 MPa, e o CP 3, 0,422 MPa. O valor final obtido foi fixando como sendo a média dos 3 valores anteriores, isto é, a pressão que representa a resistência a compressão simples dessa amostra foi de 0,416 MPa. Em concordância

com a representação gráfica da Figura 22, seguiu-se o mesmo raciocínio do anterior, e determinou-se o valor médio de resistência a compressão simples de 0,224 MPa para os CP's imersos.

As próximas Figuras, trazem os dados obtidos dos ensaios de RCS para um período de cura de 4 dias. A Figura 23 mostra as curvas da amostra sem imersão e a Figura 24, a representação gráfica dos CP's que ficaram imersos.

Figura 23 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompido aos 4 dias de cura (sem imersão).

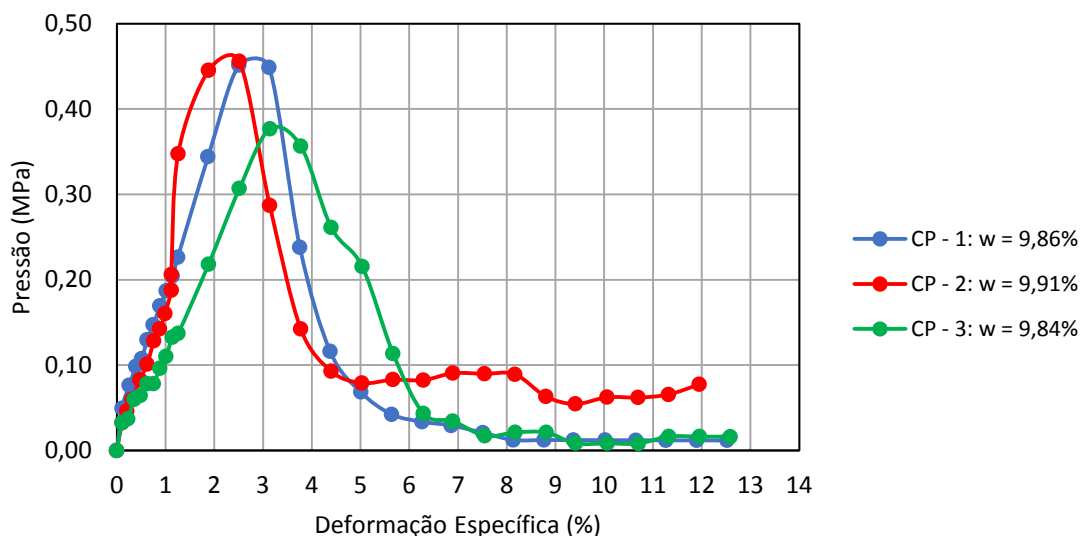
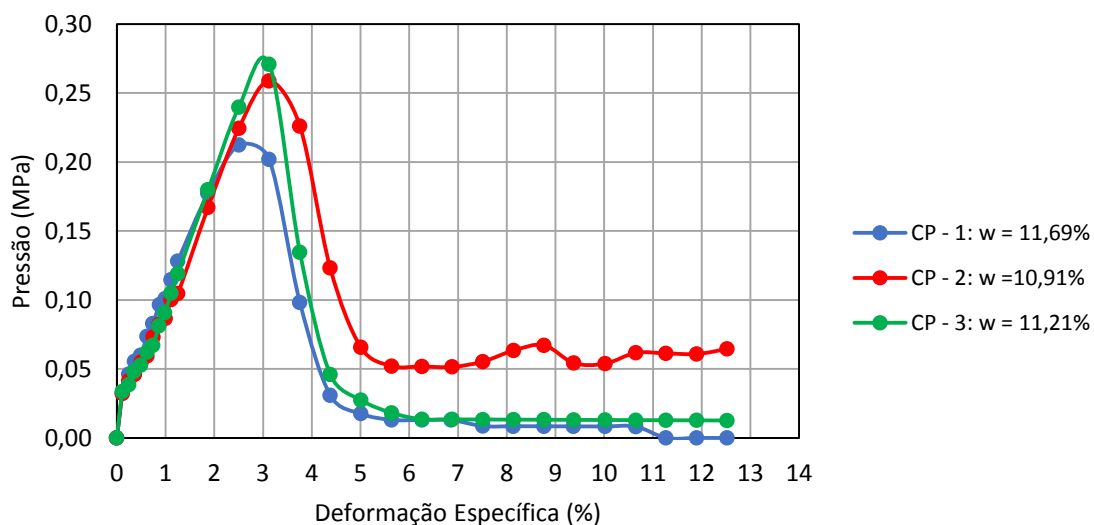


Figura 24 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompido aos 4 dias de cura (com imersão).



Observa-se, de acordo com os dados da Figura 23, que os CP's 1 e 2 responderam a praticamente o mesmo valor de resistência a compressão simples, o primeiro com aproximadamente 0,460 MPa e o segundo com 0,456 MPa de pressão. O CP 3 foi o que mais variou, ficando com um valor de RCS de 0,377 MPa, inferior aos demais. O valor médio de resistência foi de 0,431 MPa, um aumento de 3,60 % em relação ao valor encontrado para o período de 1 dia de cura, sem imersão. Avaliando a Figura 24, encontrou-se o valor médio de resistência a compressão simples para os CP's que se encontravam submersos, aos 4 dias de cura, igual a 0,249 MPa, mostrando um acréscimo à RSC de 11,16 % em relação ao primeiro dia de cura, nas mesmas condições. Por fim, a Figura 25 mostra os resultados obtidos aos 28 dias de cura das amostras sem imersão, e, na sequência, a Figura 26, para o mesmo ensaio e tempo de cura, os dados referentes às amostras que se encontravam submersas.

Figura 25 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompido aos 28 dias de cura (sem imersão).

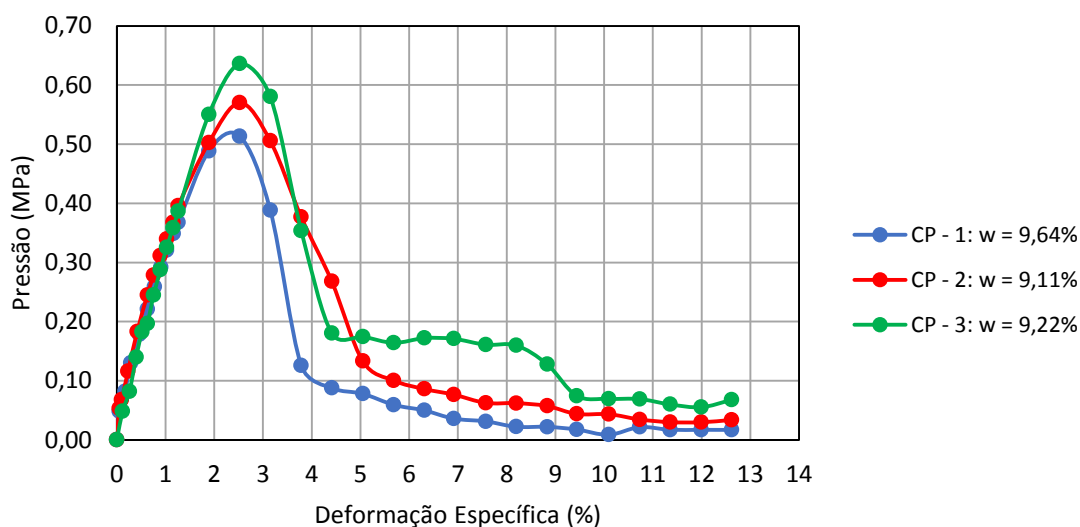
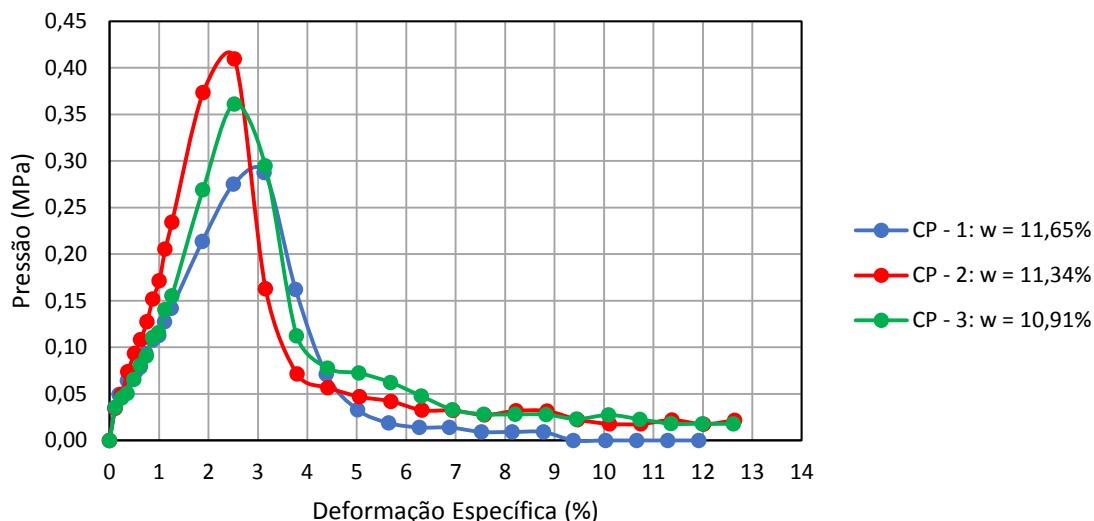


Figura 26 - Dados do ensaio de RCS das amostras com 3% de cal hidratada e suas respectivas umidades rompido aos 28 dias de cura (com imersão).



Em concordância com a representação gráfica da Figura 25, o CP 1 apresentou um valor de RCS de 0,514 MPa, sendo o menor entre os CP's ensaiados. O CP 2 exibiu um valor de 0,570 MPa, e o CP 3, 0,636 MPa de resistência a compressão simples. O valor final obtido pela média dos 3 dados anteriores foi de 0,573 MPa, 37,82% superior ao resultado determinado com apenas um dia de cura, nas mesmas condições. Para as 3 amostras que foram rompidas aos 28 dias de cura, e se encontravam submersos, de acordo a representação gráfica da Figura 26, foi encontrado um valor médio de RCS de 0,353 MPa, valor 57,74 % superior à média de RCS para os CP's rompidos com 1 dia de cura, nas mesmas condições.

Diante ao exposto, o resumo dos resultados dos ensaios de resistência a compressão simples realizados para as amostras com 3% de cal hidratada nos pontos próximos a umidade ótima de compactação, sem imersão, estão descritos na Tabela 20. Já a Tabela 21 traz o mesmo resumo, diferindo apenas em relação ao processo de cura dos CP's, pois estes se encontravam submersos. Vale notar que ambas as Tabelas trazem os índices de vazios médios dos corpos de prova que foram rompidos a cada período.

Tabela 20 - Dados dos ensaios de RCS para amostras com 3% de cal hidratada (sem imersão) na energia de compactação intermediária.

Resistência a Compressão Simples (MPa)			
CURA (dias)	1	4	28
CP - 1	0,465	0,460	0,514
CP - 2	0,362	0,456	0,570
CP - 3	0,422	0,377	0,636
RCS médio (MPa)	0,416	0,431	0,573

Umidade Média (%)	10,23	9,87	9,32
Índice de vazios	0,44	0,38	0,41

Tabela 21 - Dados dos ensaios de RCS para amostras com 3% de cal hidratada (com imersão) na energia de compactação intermediária.

Resistência a Compressão Simples (MPa)			
CURA (dias)	1	4	28
CP – 1	0,238	0,213	0,289
CP – 2	0,189	0,259	0,410
CP – 3	0,244	0,274	0,361
RCS médio (MPa)	0,224	0,249	0,353
Umidade Média (%)	11,13	11,27	11,30
Índice de vazios	0,56	0,45	0,39

Aos 28 dias de cura, para os CP's sem imersão (Tabela 20), foi encontrado um valor médio de 0,573 MPa ou 5,730 Kg/cm², superando os valores de RCS de períodos de cura anteriores, nas mesmas condições de ensaio. O resumo proposto pela Tabela 21, exibe um valor de RCS de 0,353 MPa (3,530 Kg/cm²) aos 28 dias, correspondendo a 61,60 % do valor determinado para as amostras sem imersão, no mesmo período de cura.

No geral, os valores de RCS das amostras estudadas, apresentaram um valor crescente em função do aumento do tempo de cura, tanto para os que se encontravam submersos quanto para aqueles sem imersão. A hipótese que pode servir como justificativa, deve-se à tendência de diminuição do índice de vazios em ambas as situações de cura à medida que o período aumentava. Um índice de vazios menor implica numa diminuição de poros, que por sua vez, sugere um aumento de resistência. Vale ressaltar que o valor médio do índice de vazios dos CP's na condição não saturada, aos 28 dias de cura, apresentou uma elevação em relação ao mostrado nos 4 dias. No entanto, a coleta de dados que servem como parâmetro para determinar esse índice necessita de muita precisão, uma vez que, a alteração de 1 mm no raio do CP, implica numa variação de 5% de seu índice de vazios. Contudo, diferente do que ocorre com corpos de prova de concreto, a condição de saturação no processo de cura não proporcionou resistências mais elevadas a essas amostras em relação aos CP's que permaneceram sem imersão.

Outro ponto importante, se deve aos valores de umidade encontrados após a ruptura dos CP's, pois, os corpos de prova submersos praticamente não apresentaram

variação desse dado nos períodos de cura considerados, diferente das amostras que estavam ensacados, onde a variação final de umidade foi de quase 1%, para menos. Isso talvez evidencie que parte da água disponibilizada inicialmente, foi consumida para a ocorrência das reações solo-cal, ou ainda, uma quantidade de água foi perdida para o ambiente durante o processo de cura. Vale ressaltar que todos os corpos de prova foram moldados na mesma umidade, próximo a 10,65%. Todavia, umidades mais baixas teoricamente implicam em resultados de resistência maiores, isto é, os corpos de prova nas condições de saturação, por estarem mais úmidos em relação a umidade de moldagem, mostraram-se menos resistentes do que os CP's que ficaram ensacados, sugerindo a suposição de que a umidade do meio externo foi determinante nessas diferenças de resistências, e não a disponibilidade inicial de água nos corpos de prova para a ocorrência das reações entre o solo e a cal, como era de se esperar. Ainda em relação a elevação dos valores de RCS à cura, pode-se citar também, pelas reações pozolânicas/cimentantes que ocorrem nas misturas solo-cal. Assim como acontece quando o cimento é misturado ao solo na presença de umidade, nas misturas solo-cal, pode haver a formação de produtos cimentantes que elevam a resistência das mesmas, a partir das reações entre a cal (material alcalino) e da possível presença de materiais com características pozolânicas (sílica), na fração argila do solo. Em outras palavras, o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) presente na cal, reage com a sílica encontrada na argila, produzindo silicato de cálcio hidratada (CSH), determinante para o contínuo aumento da resistência mecânica a longo prazo.

As Figuras 27 e 28 mostram alguns CP's durante o ensaio sofrendo a ruptura. A grande maioria dos corpos de prova apresentaram, em relação à compressão simples, uma ruptura frágil. Esse comportamento é esperado para os CP's que se rompem com pequenos deslocamentos, e uma curta fase plástica observadas nas curvas de tensão x deformação antes da ruptura.

Figura 27 - Corpo de prova sendo rompido na prensa CBR/MARSHALL.

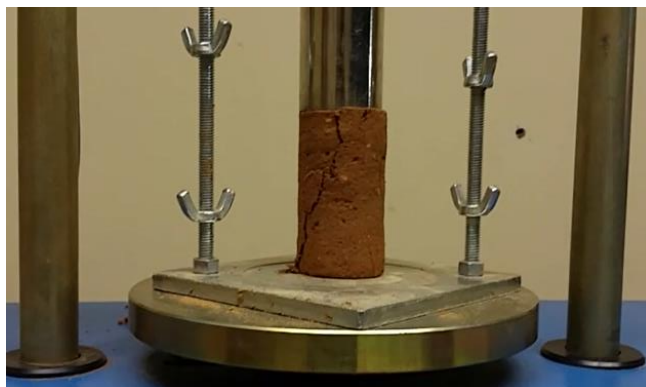


Figura 28 - Corpo de prova sendo rompido na prensa CBR/MARSHALL.



5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os resultados dos ensaios laboratoriais apresentados, observa-se que o solo estudado em sua condição natural, foi classificado como SC (areia argilosa) de acordo com o SUCS, e A-4 (solo siltoso), pela classificação rodoviária. Este último, definido como aqueles que apresentam um comportamento geral para subleito de fraco a pobre.

Os valores de limites de liquidez diminuíram à medida que foi adicionado cal as misturas, mesmo assim, foram determinadas valores de LL para todas as amostras. O limite de plasticidade só foi determinado para a amostra de solo natural, e com isso, determinou-se o índice de plasticidade apenas para essa amostra, mostrando que as adições de cal, diminuíram a plasticidade do solo, o que é um ponto positivo para sua aplicação em obras rodoviárias.

Em relação aos valores de expansão, a amostra sem adição de cal, apresentou elevado potencial expansivo, e, de acordo com as exigências nacionais não poderia ser utilizada nem mesmo em subleito de pavimentos. Porém, todas as amostras após a adição da cal hidratada, reduziram a variação volumétrica significativamente em

relação ao solo natural, sendo que as amostras com 3% e 5 % de cal hidratada nos pontos próximos a umidade ótima, não expandiram e nem contraíram, mostrando estabilidade e indicando um potencial expansivo baixo, satisfazendo as exigências do DNIT.

Os valores de C.B.R. mostraram que para todos os teores de cal hidratada definidos para as misturas, apresentaram melhorias significativas em relação a capacidade de suporte, e que a adição de 3% de cal hidratada ao solo, foi a que respondeu ao maior C.B.R. (53,85%). Notou-se ainda, que teores superiores aos 3%, proporcionaram as misturas uma redução nos valores de C.B.R. e que nenhuma amostra foi capaz de alcançar o ISC mínimo de 60%, como exige o DNIT, para aplicação em camadas de base. No entanto, todas elas mostraram-se como alternativa para aplicação em camadas de sub-base, devido ao aumento de resistência efetivo das amostras e das melhorias das características plásticas do solo, e com isso, o processo de estabilização alcançou resultados satisfatórios para a utilização nessa camada. Observou-se também, que as curvas de pressão vs penetração apresentaram um comportamento linear para os pontos do ramo úmido, diferente do que ocorreu com os pontos do ramo seco e próximo a umidade ótima. Tal fato, foi atribuído as estruturas que são formadas na amostra compactada. Floculada no ramo seco, e dispersa no ramo úmido.

Avaliou-se também, a cura e os efeitos que a adição de 3% de cal hidratada trouxeram para a amostra estudada. Para as amostras em processo de cura sem imersão, notou-se um crescimento dos valores de resistência a compressão simples. Mesmo fato observado para as amostras que ficaram submersas durante o período considerado. Destaca-se que os valores de RCS encontrados para os períodos de cura de 1 e 4 dias não tiveram uma grande diferença, em ambos os processos de cura (com e sem imersão). No entanto, foi observado que aos 28 dias o ganho de resistência foi mais significativo, mostrando que as reações pozolânicas que ocorrem nas misturas e elevam a sua resistência, não são tão rápidas, podendo demorar meses ou até anos para que ocorra a estabilização desse parâmetro. Notou-se também, que as amostras que permaneceram submersas durante a cura, apresentaram-se mais úmidas e menos resistentes do que as que permaneceram sem imersão. Como se a água utilizada na compactação já tivesse sido suficiente para que ocorresse as reações e que a

disponibilidade de água durante o processo de cura influenciasse na umidade dos CP's submersos, elevando-as, e diminuindo sua RCS. É importante ressaltar que os ensaios em amostras de CBR foram realizados com amostras que ficaram imersas por 4 dias e como foi mostrado nos ensaios de compressão simples o maior ganho de resistência poderia ser dado aos 28 dias, sendo assim, espera-se que com um tempo maior de cura a mistura de solo-cal com 3% poderia apresentar valores de CBR compatíveis com as exigências do DNIT para base de pavimentos.

5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Como sugestões para trabalhos e pesquisas futuras, os seguintes temas são propostos:

1. Estudo e análise de viabilidade econômica da aplicação da cal em camadas de pavimentos.
2. Estudo e comparação de misturas de um solo estabilizado com cal e com cimento.
3. Avaliar a estabilização de solo-cal aplicado a base de pavimento, na energia de compactação modificada e outras porcentagens de cal.
4. Avaliar a resistência a compressão simples em umidade semelhantes dos CPs com e sem imersão, para inibir o efeito da diferença de umidade e sucção na resistência.
5. Realizar ensaios de CBR com CPs em outras umidades
6. Estabilizar o mesmo solo com outro tipo de cal (CH - I ou CH - II) e comparar com este e outros trabalhos.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D 4829**: Standard Test method for Expansion Index of Soils, Philadelphia, 1995

ARAÚJO, Arielton Fonteles. **Avaliação de misturas de solos estabilizados com Cal, em pó e em pasta, para aplicação em rodovias do Estado do Ceará**. 2009. Tese de Doutorado.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, **ABNT NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação Para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização – Métodos de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1986a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, **ABNT NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação – Métodos de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1986b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, **ABNT NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Métodos de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1984a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, **ABNT NBR 6508: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica – Métodos de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, **ABNT NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Métodos de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1984c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, **ABNT NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica – Métodos de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1984d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, **ABNT NBR 13529: Revestimento de paredes e tetos de argamassa inorgânicas - Terminologia**. Rio de Janeiro, 1995a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, **ABNT NBR 6502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, **ABNT NBR 9895: Solo – Determinação do Índice de Suporte Califórnia**. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **ABNT NBR 7175: Cal hidratada para argamassas – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2003.

AZEVEDO, André Luis Cairo de. Estabilização de solos com adição de cal: um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal. 2010.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto, e restauração**. Oficina de Textos, 2007.

BORDIGNON, Vitor Reinaldo et al. **Efeitos da adição da cal hidratada na estabilização de um solo sedimentar para pavimentação urbana na região de Curitiba**. 2015. Dissertação de Mestrado. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

BRAJA, M. das. Fundamentos de engenharia geotécnica. **Tradução da 7ª edição norte americana** Cengage Learning, 2011.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES (CNT). Pesquisa CNT de rodovias 2016: **relatório gerencial**. – 20.ed. – Brasília, 2016. 402 p.

CORRÊA, Juliana Francisca et al. Avaliação das melhorias das propriedades físicas e mecânicas de solos originados de rochas sedimentares pela adição de cal para fins de pavimentação. 2008.

CRAIG, Robert F. **Craig, mecânica dos solos**. LTC Editora, 2007.

CRISTELO, Nuno. Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal. 2001.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, DNER-ES-303: Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente. 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, DNER-IE 004: Solos Coesivos – Determinação da Compressão Simples de Amostras Indeformadas. 1994a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, DNER-ME 129: Solos – compactação utilizando amostras não trabalhadas – Métodos de Ensaio. 1994b.

DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006). **Manual de Pavimentação**. Ministério dos Transportes, Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes, Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação Geral de Estudos

e Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Publicação IPR – 719, 3ª edição, Rio de Janeiro, RJ. 274 p.

GUÉRIOS, Eduan Maganhotto. **Estudo do melhoramento de solo com adição de cal hidratada para uso em pavimento urbano**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

LOVATO, Rodrigo Silveira. Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação. 2004.

NUNEZ, Washington Peres. **ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA DE UM SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU VISANDO SEU EMPREGO NA PAVIMENTAÇÃO**. 1991. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

OLIVEIRA, Eduardo de et al. Emprego da cal na estabilização de solos finos de baixa resistência e alta expansão: Estudo de caso no município de Ribeirão das Neves/MG. 2010.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas, 3. ed. Oficina de textos. 2006.

POMATTI, Kátia Elisa et al. Estabilização do solo da região de São Pedro de Alcântara-SC com cal visando o seu emprego na pavimentação. 2000.

SENÇO, W. Manual de técnicas de pavimentação: volume 1, 2. ed. ampl. **São Paulo: Pini**, 2007.

SOUZA, Alan Nunes de Siqueira de. Estudo de mistura solo-cal para base de pavimento rodoviário. 2015.

7 ANEXOS

ANEXO I – Representações gráficas das curvas de pressão (MPa) x penetração (mm) para todos os pontos da curva de compactação de cada amostra.

Figura 29 - Dados do ensaio de C.B.R. para a amostra de solo natural.

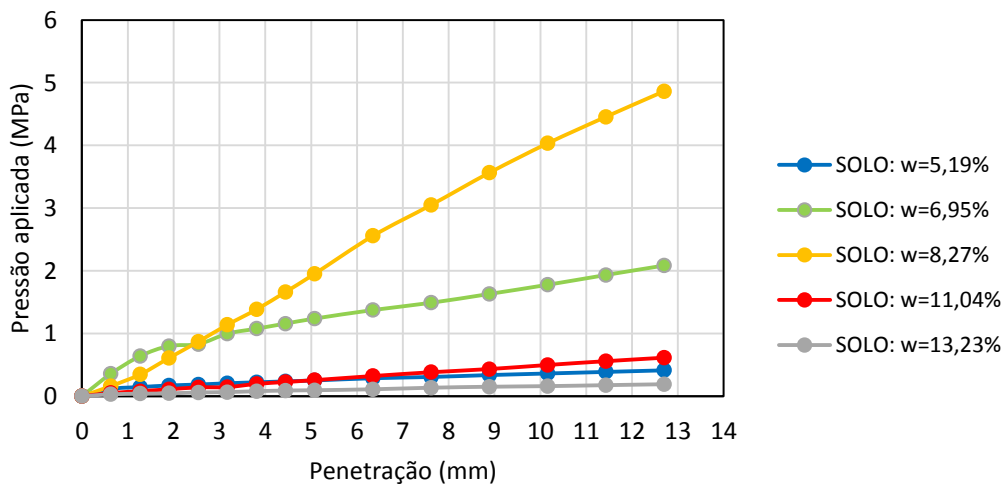


Figura 30 - Dados do ensaio de C.B.R. para a amostra de solo + 2% de cal hidratada.

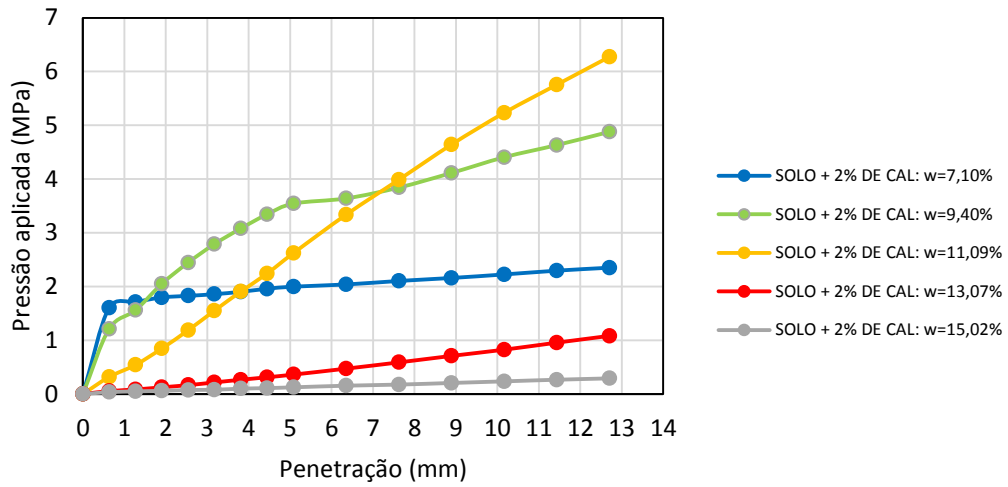


Figura 31 - Dados do ensaio de C.B.R. para a amostra de solo 3% de cal hidratada.

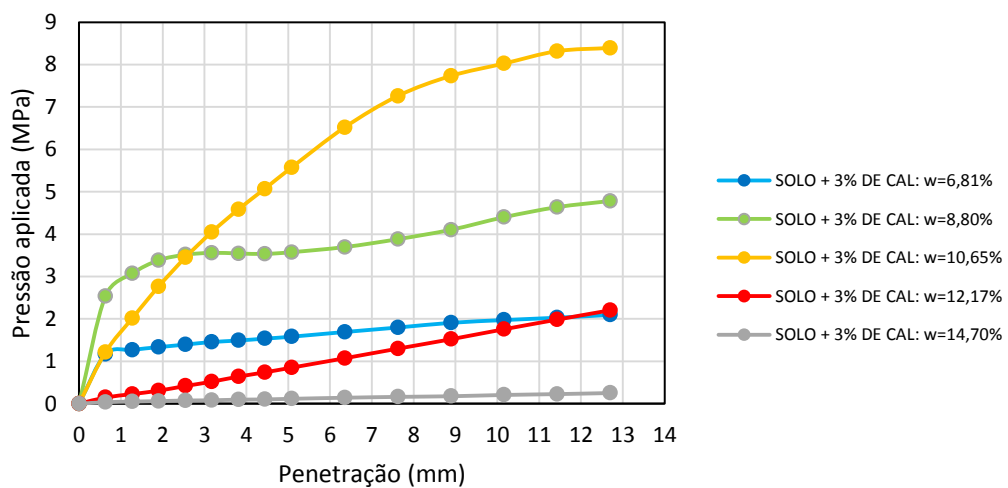


Figura 32 - Dados do ensaio de C.B.R. para a amostra de solo + 4% de cal hidratada.

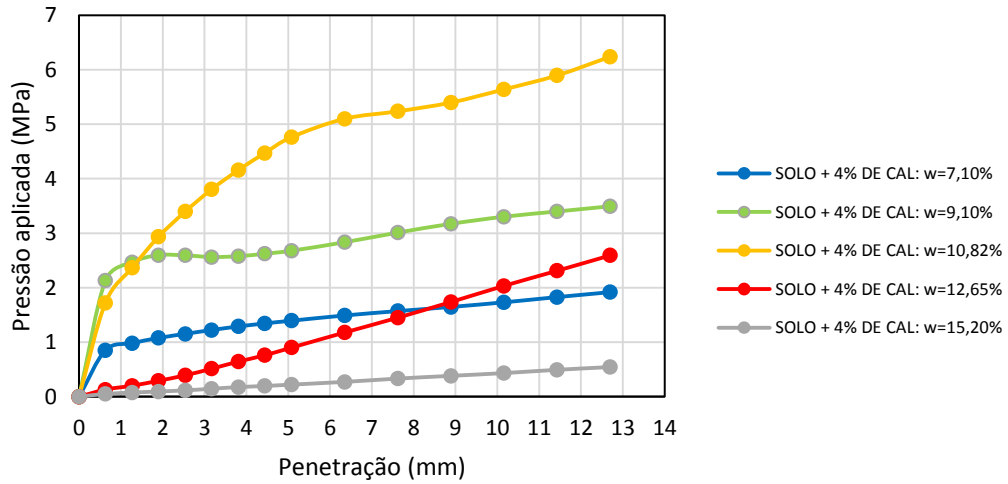


Figura 33 - Dados do ensaio de C.B.R. para a amostra de solo + 5% de cal hidratada.

