

**FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL
FACULDADE DE ENGENHARIAS, ARQUITETURA E URBANISMO E GEOGRAFIA
MESTRADO PROFISSIONAL EM EFICIÊNCIA ENERGÉTICA E SUSTENTABILIDADE**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS
COM CIMENTO NO CENTRO-NORTE DE MS**

RAPHAEL RICARDO DE JESUS PORTELA

CAMPO GRANDE - MS

2017

**FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL
FACULDADE DE ENGENHARIAS, ARQUITETURA E URBANISMO E GEOGRAFIA
MESTRADO PROFISSIONAL EM EFICIÊNCIA ENERGÉTICA E SUSTENTABILIDADE**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS
COM CIMENTO NO CENTRO-NORTE DE MS**

RAPHAEL RICARDO DE JESUS PORTELA

Trabalho de Conclusão Final do Curso, do Programa de Mestrado Profissional, apresentado na Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia (FAENG), da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS), para obtenção do título de Mestre em Eficiência Energética e Sustentabilidade, na área de concentração de Sustentabilidade.

Orientador: Prof. Dr. Odilar Costa Rondon

**CAMPO GRANDE - MS
AGOSTO / 2017**

FOLHA DE APROVAÇÃO

Defesa final do Trabalho de Conclusão Final de Curso defendida por **RAPHAEL RICARDO DE JESUS PORTELA**, aprovada pela Comissão Julgadora em 18 de agosto de 2017, na Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul para obtenção do título de Mestre em Eficiência Energética e Sustentabilidade.



Prof. Dr. Odilar Costa Rondon – Orientador
PPGES/UFMS

Prof. Dr. Luis Miguel Gutierrez Klinsky – Membro Titular
CCR/CPR

Prof. Dr. Ana Paula da Silva Milani – Membro Titular
PPGES/UFMS

Prof. Dr. Daniel Anijar de Matos – Membro Suplente
FAENG/UFMS



RESUMO

PORTELA, Raphael R. J., (2015). ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ESTABILIZADOS COM CIMENTO NA BR-163/MS. Trabalho de Conclusão Final do Curso de Mestrado Profissional em Eficiência Energética e Sustentabilidade, pela Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Campo Grande, MS, Brasil.

O trabalho visa apresentar o comportamento mecânico de misturas constituídas com 19 tipos de solos do Estado do Mato Grosso do Sul, para sua aplicação na duplicação da rodovia BR-163/MS. Os solos empregados nos ensaios foram coletados em jazidas utilizadas para a construção dos trechos de duplicação da rodovia BR-163/MS. Este estudo envolveu a análise dos solos *in natura*, além da sua mistura com adição de frações de cimento variando entre 0 e 6%. Na análise foi considerada compactação Proctor usando energia normal e modificada, os tipos de solo, o teor de cimento, tempo de cura e rigidez das misturas. Os resultados encontrados apresentam as propriedades mecânicas das misturas constituídas com cimento e solo através da determinação das resistências à compressão simples, tração por compressão diametral, módulo de resiliência e índice de suporte Califórnia. A utilização dos resultados para dosagem de solo-cimento facilita o uso dos solos de características lateríticas e não lateríticos nas obras rodoviárias na região, mapeando e melhorando o aproveitamento de jazidas localizadas na área de influência da rodovia, possibilitando o melhor uso das propriedades físicas e mecânicas do solo.

Palavras-chaves: solo-cimento, solos lateríticos, rodovia.

ABSTRACT

The study aim is to determine the mechanical behavior of mixtures composed of 19 types of soils from the State of Mato Grosso do Sul, for their application in the duplication of the highway BR-163 / MS. The soils used in the trials were collected in reservoirs used for the construction of duplication stretches of the BR-163 / MS highway. This study involved the analysis of *in natura* soils, in addition to their mixture with addition of cement fractions varying between 0 and 6%. In the analysis, it was considered Proctor compaction using normal and modified energy, soil types, cement content, curing time and stiffness of the mixtures. The results show the mechanical properties of the cement and soil mixtures through the determination of the unconfined compression strength, diametrical compression, resilience modulus and support index California. The use of results for soil-cement dosing facilitates the use of lateritic and non-lateritic soils in the road works in the region, mapping and improving the use of deposits located in the area of influence of the highway, making possible the best use of the physical and mechanical properties of the soil.

Keywords: soil, cement, highway.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	SOLO-CIMENTO	16
1.2	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	17
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	18
2.1	SOLOS TROPICAIS	18
2.1.1	Solos de comportamento laterítico.....	19
2.1.2	Solos de comportamento não laterítico.....	21
2.2	SISTEMÁTICA MCT	22
2.2.1	Análise das pesquisas desenvolvidas pela sistemática MCT	24
2.3	O CIMENTO	25
2.3.1	Tipos de cimento.....	25
2.3.2	Constituintes principais do cimento.....	26
2.3.3	Constituintes adicionais minoritários.....	26
2.3.4	Nomenclatura dos cimentos produzidos no Brasil.....	27
2.3.5	Resistência Mecânica.....	27
2.4	O SOLO-CIMENTO.....	28
2.4.1	Estabilização dos solos com cimento em camadas de pavimentos.....	28
2.4.2	Estudos realizados com solo-cimento.....	30
2.5	CONSIDERAÇÕES SOBRE A FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	45
3	MATERIAIS E MÉTODOS	46
3.1	METODOLOGIA DE DOSAGEM.....	47
3.2	SOLOS.....	47
3.2.1	Localização das jazidas de solo	47
3.2.2	Classificação de solos	49
3.3	CIMENTO	52

3.4	MISTURA (SOLO-CIMENTO).....	52
3.4.1	Procedimento de dosagem	52
3.4.2	Moldagem e cura dos corpos de prova.....	54
3.4.3	Ensaio de compressão simples	56
3.4.4	Ensaio de compressão diametral	57
3.4.5	Índice de suporte Califórnia	58
4	ANÁLISE DOS DADOS	59
4.1	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO.....	59
4.2	ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES	62
4.2.1	Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento	63
4.3	ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL	73
4.3.1	Resistência à tração por compressão diametral (RT).....	73
4.4	ESTIMATIVA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	84
4.4.1	Módulo de resiliência das misturas de solo-cimento	84
4.4.2	Ensaio complementares	85
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	88
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	88
5.2	CONCLUSÕES	88
5.3	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	89
6	Referências	90

LISTA DE FIGURAS:

Figura 1 - Designação genética geral das camadas de solo, nas regiões tropicais.	19
Figura 2 - Variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura e teor de cimento	32
Figura 3 - Resistência à compressão simples em função do tipo de solo, tempo de cura e teor de cimento	33
Figura 4 - Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento.....	34
Figura 5 - Resistência à compressão simples das misturas em função do teor de cimento e do tipo de solo.	35
Figura 6 - Comparação dos resultados entre os ensaios de Compressão Simples e Compressão Diametral	38
Figura 7 - Comparativo da jazida JJP na situação A aos 7 dias do solo puro e os vários percentuais de cimento	40
Figura 8 - Comparativo da jazida JBN na situação A aos 7 dias do solo puro e os vários percentuais de cimento	41
Figura 9 – Mesorregiões do Estado do Mato Grosso do Sul.	46
Figura 10 - Geolocalização das jazidas	48
Figura 11 - Solo coletado na jazida Diretoria.....	49
Figura 12 - Classificação de solos proposto pelo HRB (Highway Research Board)	50
Figura 13 - Ábaco da sistemática MCT.....	52
Figura 14 - Cilindros utilizados na moldagem dos corpos de prova.	55
Figura 15 - Macacos hidráulicos utilizados na desmoldagem dos corpos de prova.....	56
Figura 16 - Prensa utilizada para a compactação dos corpos de prova.	57
Figura 17 - Prensa utilizada nos ensaios de CBR.....	58
Figura 18 - Umidade e massa específica seca máxima, para energia de compactação do Proctor Normal.....	60
Figura 19 - Umidade e massa específica seca máxima, para energia de compactação do Proctor Modificado.	60
Figura 20 - Variação da massa específica seca máxima para as energias de compactação Normal e Modificada.....	61
Figura 21 - Variação da umidade ótima para as energias de compactação Normal e Modificada.	62

Figura 22 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor normal.....	65
Figura 23 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor modificado.....	66
Figura 24 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor normal.....	67
Figura 25 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor modificado.....	68
Figura 26 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor normal.	69
Figura 27 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor modificado.....	70
Figura 28 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor normal.	71
Figura 29 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor modificado.....	72
Figura 30 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor normal.	76
Figura 31 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor modificado.	77

Figura 32 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor normal.	78
Figura 33 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor modificado.	79
Figura 34 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor normal.	80
Figura 35 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor modificado.	81
Figura 36 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor normal.	82
Figura 37 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor modificado.	83
Figura 38 - Índice de suporte Califórnia dos solos classificados como granulares, em função do teor de cimento, compactado com a energia do Proctor normal e modificado.	87

LISTA DE QUADROS:

Quadro 1 - Relação entre resistência à compressão uniaxial e resistência à tração.	37
Quadro 2 - Faixa de variação do módulo de resiliência em relação aos tipos de solo	39
Quadro 3 - Descrição, classificações e índices físicos.	51
Quadro 4 - Distribuição das amostras	53
Quadro 5 - Módulo de resiliência das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento, compactadas com a energia do Proctor modificado.	85
Quadro 6 - Índice de suporte Califórnia das misturas de solo-cimento, em função do teor de cimento, compactadas com a energia do Proctor normal e modificado.	86

LISTA DE TABELAS:

Tabela 1 - Ensaio da MCT e fenômenos físicos correlacionados.....	23
Tabela 2 - Composição típica para cimento Portland, segundo ASTM	25
Tabela 3 - Sequência de tensões para a fase de condicionamento utilizada pela COPPE/UFRJ	42
Tabela 4 - Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência utilizada pela COPPE/UFRJ	43
Tabela 5 - Resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MPa), utilizando o modelo composto, para o saibro deste estudo, com dois teores de cimento e quatro idades de cura....	44
Tabela 6 - Resultado dos ensaios de módulo de resiliência (MPa), utilizando o modelo composto, para a laterita.....	44
Tabela 7 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 dias.....	63
Tabela 8 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 28 dias.....	64
Tabela 9 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento, compactadas na energia do Proctor Normal.	74
Tabela 10 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento, compactadas na energia do Proctor Modificado.....	75

LISTA DE ABREVIACOES:

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ASTM	American Society for Testing and Materials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
CBR	California Bearing Ratio
COPPE	Coordenação dos Programas de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
CP	Corpo de Prova
RCS	Resistência  Compressão Simples
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
FAENG	Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia
HRB	Highway Research Board
ISC	ndice de Suporte Califórnia
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MR	Módulo de Resiliência
MS	Estado de Mato Grosso do Sul
PPGES	Programa de Pós-Graduação em Eficiência Energética e Sustentabilidade
RCS	Resistência  Compressão Simples
RT	Resistência  Tração
UFMS	Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro

1 INTRODUÇÃO

A preocupação com o meio ambiente hoje faz parte de todas as áreas não importando o ramo que atua, seja uma indústria química ou uma obra. Esta preocupação ocorre, pois, os recursos naturais que são demandados são finitos e as gerações futuras podem não usufruir das mesmas oportunidades que existem atualmente. Outra grande problemática se dá pela geração de resíduos e conseqüentemente, em inúmeras vezes, o seu não aproveitamento. Sendo assim as indústrias que trabalham com a construção e manutenção de rodovias também possuem grande influência nesta temática, principalmente pelo volume de recursos utilizados por estas obras exigem uma grande quantidade de materiais geotécnicos a serem utilizados no dia a dia de sua atividade.

No processo da implantação de uma rodovia, pode ocorrer dos materiais naturais planejados para serem utilizados na estrutura do pavimento, não sejam adequados para o seu uso. Desta forma é indicada, a fim de melhorar as suas propriedades, a adição de outros solos ou agentes estabilizantes. Uma das técnicas utilizadas para melhorar o desempenho mecânico destes materiais naturais é o processo de estabilização dos solos que consiste em otimizar as propriedades destes, aumentando a resistência aos agentes erosivos da natureza e aos esforços deletérios produzidos pela ação do tráfego. Quando não é possível realizar o processo de estabilização granulométrica, ou quando não há disponibilidade de material com a granulometria adequada na região de abrangência, recorre-se a adição de aglutinantes para elevar a resistência. Para adição destes aglutinantes ao solo, em particular na mistura solo-cimento, faz-se necessário o estudo detalhado de algumas propriedades fundamentais dos solos, especialmente no que diz respeito à compactação.

Com o pensamento em melhorar a utilização da tecnologia de estabilização de solos, foram realizados ensaios de comportamento mecânico na região do Estado do Mato Grosso do Sul onde possuem jazidas aptas para sua utilização nas obras. Desta forma, a utilização destes materiais será facilitada através do melhor conhecimento de suas características e comportamentos.

Dada a importância da infraestrutura viária no país e no estado, e esta ser deficitária em relação as necessidades da população em geral, este estudo tem a finalidade de contribuir com o desenvolvimento e expansão do conhecimento das tecnologias que contribuam com melhoria da sustentabilidade local.

De acordo com Santos (2008) o interesse no tratamento dos solos pode ser analisado pelas seguintes frentes:

- Proteção do ambiente: a reutilização dos solos provenientes do entorno da rodovia conduz a uma economia de materiais mais nobres evitando a degradação do ambiente, ao custo de minimizar os recursos das caixas de empréstimo e utilização de materiais de depósitos.
- Economia de energia: os meios de transporte e as distâncias de transporte são fortemente reduzidos, onde resulta também numa redução nos custos e dos inconvenientes com os transportes destes materiais.
- Vantagens técnicas: de forma geral, as vantagens do tratamento do solo com cimento são excelentes, permitindo a redução nas espessuras das camadas.

Uma das principais técnicas utilizadas na estabilização de solos é a denominada solo-cimento, além do uso na pavimentação, sendo utilizado como bases e sub-base do pavimento, também é utilizado na proteção superficial de taludes, impermeabilização de barragens, habitação, etc.

O objetivo deste trabalho é estudar as propriedades mecânicas de misturas de solo-cimento dos solos tropicais do centro-norte do estado do Mato Grosso do Sul. Para alcançar este objetivo, como objetivos específicos foi necessária a caracterização dos solos, a obtenção dos dados das resistências à compressão simples, tração por compressão diametral, módulo de resiliência e índice de suporte Califórnia. E por fim a análise e comparação estatística dos resultados obtidos nos ensaios.

A motivação do uso do solo-cimento neste trabalho envolve ao menos dois pilares da sustentabilidade, o aspecto ambiental e econômico. Pois, baseado na reutilização de solos localizados nas imediações da rodovia são poupadas de exploração jazidas minerais, diminuindo a área e volume de degradação dos recursos naturais. A dimensão econômica é abordada neste estudo através da redução no transporte de material utilizado nas construções, considerando que serão priorizados os solos nas proximidades das obras. Como foi dito anteriormente, a utilização de cimento na estrutura do pavimento permite a redução da espessura das camadas, diminuindo o uso do solo, devido ao aumento de sua rigidez.

1.1 SOLO-CIMENTO

O Solo-cimento é um compósito resultante da mistura homogênea de solo, cimento e água, sendo que esta técnica é utilizada quando não se dispõe de jazidas naturais com materiais adequados. A estabilização com solo-cimento resulta em um material com boa resistência à compressão, bom índice de impermeabilidade, baixo índice de retração volumétrica e boa durabilidade (ABCP, 2009).

De acordo com Bernucci *et al.* (2006) a estabilização química de solos com cimento Portland pode se dar de duas formas distintas:

I. No caso de objetivar-se em um enrijecimento significativo do solo, empregam-se percentuais em massa em geral acima de 5% e denomina-se esta mistura de solo-cimento, DNIT 143/2010 – ES (DNIT, 2010);

II. No caso de melhoria parcial das propriedades, principalmente a trabalhabilidade conjugada com pequeno aumento de capacidade de suporte, empregam-se percentuais mais baixos, na ordem de 3%, denominando-se neste caso a mistura de solo melhorado com cimento, DNIT 142/2010-ES (DNIT, 2010).

No Brasil, as primeiras obras rodoviárias executadas com solo-cimento e solo melhorado com cimento mostrando-se como soluções técnica e economicamente viável em diversas regiões do país iniciaram a partir de 1935 (DE MACÊDO, 2004).

Em meados da década de 1960, quando as obras de pavimentação começaram a se estender para regiões onde havia escassez de pedreiras, uma solução bastante utilizada foi novamente o solo-cimento. Esta solução faz com que a pavimentação fique menos dependente da exploração de pedreiras e mostra-se como uma melhor solução ao meio ambiente. Isto ocorre pelo fato da ausência da exploração de jazidas minerais e na menor distância de transporte utilizado na movimentação dos materiais necessários à estrutura do pavimento em comparação com a exploração mineral.

1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho foi desenvolvido como parte dos requisitos exigidos para obtenção do título de Mestre em Eficiência Energética e Sustentabilidade, estando dividido em 5 capítulos.

O capítulo 1 apresenta considerações que procuram justificar a importância do objetivo da pesquisa.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica. Abordando os aspectos relacionados ao assunto, isto, para que possam auxiliar no entendimento da problemática envolvida na pesquisa, ou seja, a avaliação do comportamento em laboratório. Esta avaliação das misturas de solo-cimento é realizada em função de alguns parâmetros, como: teor de cimento utilizado, quantidade de solo, tempo de cura, etc.

O capítulo 3 descreve sobre a abrangência do estudo, a caracterização dos materiais utilizados na pesquisa, o método da pesquisa, os ensaios laboratoriais realizados nas misturas e o procedimento de análise dos resultados.

O capítulo 4 apresenta os resultados da investigação experimental. São analisados os resultados dos ensaios de compactação, compressão simples, diametral, com destaque para a influência do teor de cimento na resistência e deformabilidade das misturas. No caso de misturas de solo-cimento é também analisada a influência do tipo de solo utilizado na composição da mistura.

Por fim, no capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões obtidas na pesquisa e sugestões para futuros trabalhos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A revisão bibliográfica foi realizada com o objetivo de auxiliar o estudo do comportamento mecânico dos solos tropicais quando misturados com cimento, compondo misturas de solo-cimento e solo melhorado com cimento.

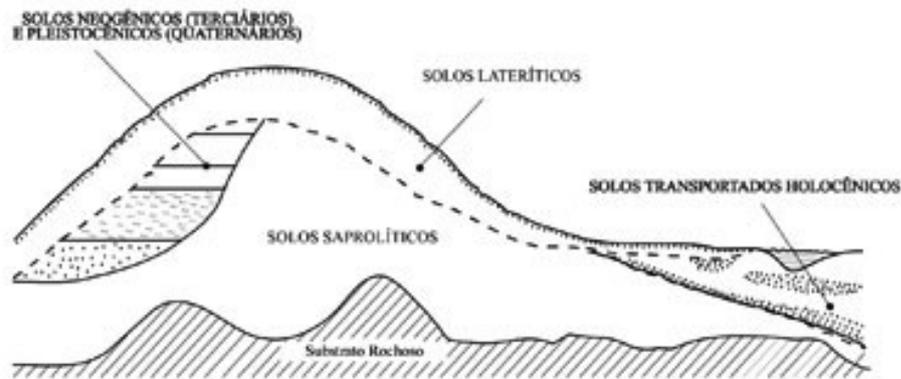
Este capítulo foi dividido em três itens principais. O primeiro apresenta algumas características relativas ao comportamento dos solos tropicais como: origem, cor, mineralogia e outros aspectos. O segundo trata da mistura de solo-cimento quanto à sua estabilização, resistência à compressão simples e módulo de resiliência. Por último, o terceiro discorre sobre pesquisas científicas realizadas no Brasil e no mundo, com destaque para os trabalhos nacionais, com foco na resistência a compressão simples e módulo de resiliência de misturas solo-cimento. Sendo estas propriedades escolhidas, pois são as mais importantes em relação às solicitações analisadas na estrutura do pavimento.

2.1 SOLOS TROPICAIS

Dentre as dificuldades existentes em abordar as peculiaridades dos solos tropicais, a ausência de uma terminologia consagrada se apresentou como a principal. Frequentemente termos iguais foram usados para denominar materiais bastante diferentes e materiais iguais receberam várias designações. Essas terminologias foram desenvolvidas para solos e condições ambientais de climas frios e temperados; para a correta determinação destes tipos de solo foi necessário introduzir conceitos e termos não adotados pelas entidades que mais tratam de solos para finalidade geotécnica. Dessas instituições cabe mencionar a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE) e a Sociedade Brasileira de Ciência do Solo (SBCS).

Sendo assim, para que um solo seja considerado tropical, não é suficiente que tenha sido formado na faixa astronômica tropical ou em região de clima tropical úmido. É necessário que possua peculiaridades de interesse geotécnico. Na figura 1 são apresentados horizontes dos principais solos tropicais, divididos em duas grandes classes: solos lateríticos e solos saprolíticos (NOGAMI, et al., 1995).

Figura 1 - Designação genética geral das camadas de solo, nas regiões tropicais.



Fonte: VILLIBOR (2009)

2.1.1 Solos de comportamento laterítico

De acordo com Nogami (1995), pedologicamente, o solo laterítico é uma variedade de solo superficial, sua pedogênese é típica das partes bem drenadas das regiões úmidas tropicais, este solo é considerado solo de comportamento laterítico. Esse tipo de solo caracteriza-se pela predominância da cor vermelha e/ou amarela e grande espessura, com agregação dos finos intensa, criando um aspecto final trincado e/ou poroso e pouca variação de características ao longo de toda sua espessura. Peculiaridades dos solos pedogeneticamente lateríticos como cor e agregação, em suas condições naturais, decorrem da constituição mineralógica da sua fração de argila. A granulometria deste tipo de solo de comportamento laterítico é muito variável, abrange desde areias com poucos finos argilosos até argilas com porcentagem de silte variando de 0 a mais de 50%.

Os solos considerados lateríticos na Engenharia são aqueles que quando devidamente compactados, ao perderem umidade, adquirem condição de baixa perda de resistência ou até nenhuma perda, mesmo na presença posterior de água, apresentando em estado natural, menor susceptibilidade à erosão, quanto maior for o grau de laterização (MARANGON, 2004).

Para fins rodoviários o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2007), considera solos lateríticos, solos de graduação graúda, aqueles cuja a relação molecular sílica-sesquióxido, for menor que 2, e que apresentarem expansão menor que 0,2%, utilizando amostras não trabalhadas com 26 ou 56 golpes por camada. Admite-se o valor da expansão até 0,5% no ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC) desde que, no ensaio de expansibilidade DNIT 160/2012 – ME (DNIT, 2012), o valor obtido seja menor que 10%.

2.1.1.1 Fração arenosa

A mineralogia deste tipo de solo se apresenta de forma relativamente simples, tendo sua fração de areia e pedregulho composta em sua grande maioria de quartzo, minerais pesados, como magnetita, ilmenita, zircão, etc. O quartzo é considerado o elemento mais comum nestas frações, no entanto, os solos lateríticos apresentam algumas peculiaridades como a presença de película de óxidos. A fração de silte correspondente aos solos lateríticos, também apresentam a presença de quartzo, magnetita e ilmenita (DIAS, 2007).

Segundo Fabbri (1994) o solo de comportamento laterítico, de acordo com as classificações tradicionais não é considerado um solo com boas características para as camadas nobres do pavimento. Mesmo assim, em 1967 foi construído o primeiro trecho experimental onde foi utilizado solo arenoso fino laterítico (SAFL) como base do pavimento. Após a verificação dos resultados, sendo eles satisfatórios, foram realizados novos trechos com o mesmo tipo de solo como base do pavimento em outras regiões. Devido ao sucesso de desempenho nos resultados apresentados e com trechos sendo utilizados ainda hoje, sem significativos defeitos, ficou constatada a limitação no uso das classificações tradicionais para escolha de solos tropicais para fins rodoviários.

2.1.1.2 Fração argilosa

A fração argila apresenta em sua formação mineralógica a presença frequente de caulinita, goetita (óxido de ferro hidratado), óxido de ferro amorfo, quartzo e às vezes gibsitita (óxido de alumínio hidratado). Esse conjunto mineralógico representa de forma bem característica o grupo de solos lateríticos. Em condições naturais a macroestrutura dos solos lateríticos, apresenta-se, predominantemente homogênea e porosa, com baixa densidade aparente na ordem de 1,4 g/cm³. Analisando sua microestrutura notam-se características bem peculiares, caracterizadas pela ausência de cristais isolados, formando um conjunto de pequenos grãos. Estes se apresentam como uma massa contínua, cheia de poros aparentes, lembrando externamente uma pipoca (DER-SP, 1977).

Os motivos que justificam a utilização dos solos argilosos lateríticos na construção rodoviária são suas propriedades de baixa expansibilidade e baixo grau de susceptibilidade à perda de resistência ao contato com água, diferentes características quando comparada com as argilas de climas temperados. Dentre as vantagens da utilização deste tipo de solo, podemos

destacar que ele não ocasiona problemas mesmo com o uso de elevadas energias de compactação. Também não apresenta problemas quanto à expansão do material, mesmo quando em contato com água livre (NOGAMI, et al., 1981).

Desta forma a utilização de solos argilosos lateríticos na pavimentação de rodovias mostra-se como uma boa solução. Tendo como exemplo para esta constatação, os bons resultados obtidos em trechos experimentais executados desde a década de 1950, isto quando usados com tráfego leve. Comparando o aspecto econômico que seu uso pode implicar. A utilização de bases de argila laterítica apresenta desempenhos similares a do solo-brita para tráfego leve, a um custo muito menor.

2.1.2 Solos de comportamento não laterítico

Segundo Viana (2007) os solos de comportamento não laterítico tem como principal característica, a sua aparência macroscópica, esta exhibe claramente seus traços estruturais inerentes, conduzindo a uma fácil identificação da sua rocha matriz. Algumas características relevantes da constituição destes solos é a presença da grande diversidade de minerais do quartzo. Apesar disso, muitos solos saprolíticos podem apresentar o quartzo como mineral predominante. Também merece destaque a ocorrência de fragmentos de rochas de feldspatos e micas.

Em sua fração de silte, este tipo de solo possui sua constituição muito variada e ainda sim, podem ocorrer casos onde esta fração é constituída de apenas um mineral. O quartzo é muito comum nas frações de silte, podendo também ocorrer a caulinita e micas. Já as frações de argila podem ocorrer argilominerais mais ativos do que a caulinita, por exemplo, a montmorilonita e illita. Contudo, isso não impede que os minerais da família da caulinita sejam exclusivos ou predominantes. Podem ocorrer óxidos e hidróxidos de Fe e Al, sendo que estes argilominerais presentes nesta fração não se apresentam recobertos por estes óxidos e hidróxidos (NOGAMI, et al., 1981).

Algumas características atribuídas aos solos saprolíticos não são favoráveis a sua utilização no meio rodoviário se comparados aos solos lateríticos, pois geralmente apresentam maior limite de liquidez, baixa resistência, compressibilidade elevada, tornando-se colapsíveis.

2.2 SISTEMÁTICA MCT

A classificação de solos pela sistemática MCT (Miniatura Compactado Tropical), caracteriza-se pela utilização de corpos de prova (CP) cilíndricos, de dimensões reduzidas, com diâmetro de 50 mm e de altura em torno dos mesmos 50 mm. Dadas estas características, o nome designado foi “Miniatura”, com abreviação (M). A abreviação (C) é feita pois os CPs são moldados por compactação e a sistemática foi desenvolvida para solos tropicais (T), dessa forma foi justificada a nomenclatura da sistemática para MCT.

Como já foi mencionado anteriormente, a Sistemática MCT é recomendada para estudos de solos tropicais que passam integralmente, ou têm pequena fração retida (menos de 10%), na peneira de malha quadrada de abertura 2,00 mm. Solos predominantes no Estado de São Paulo, e em muitas outras regiões com características climáticas tropicais. Sendo evidenciado o contraste com os solos de granulação grosseira, encontrados em abundância no hemisfério Norte, origem dos ensaios considerados tradicionais (VILLIBOR, 2009).

Estão descritos na tabela 1, os ensaios da sistemática MCT e os fenômenos associados a cada tipo de ensaio. A compactação dos corpos de prova é feita de acordo com o procedimento desenvolvido no Iowa State University (LAFLEUR, et al., 1960) e no DER-SP (NOGAMI, 1972), que utiliza basicamente o processo dinâmico. A determinação da capacidade de suporte e expansão é, também, baseada no procedimento desenvolvido pela mesma instituição.

Tabela 1 - Ensaios da MCT e fenômenos físicos correlacionados.

Ensaios e Determinações	Fenômenos Físicos Associados
COMPACTAÇÃO Mini-Proctor Mini-MCV	Grau de compactação e afastamento do teor ótimo de compactação.
EXPANSÃO	Aumento de volume com o aumento do teor de umidade.
CONTRAÇÃO	Desenvolvimento de trincas e fissuras.
INFILTRABILIDADE	Movimentação da frente de umidade, e sua quantidade de água associada, em solos não saturados; envolve consideração do coeficiente de sorção.
PERMEABILIDADE	Percolação da água em meio saturado e caracterizada pelo coeficiente de permeabilidade.
MINI-CBR	Capacidade de suporte.
PERDA DE MASSA POR IMERSÃO	Avaliação da erodibilidade do solo.
PENETRAÇÃO DA IMPRIMADURA	Espessura e quantidade de material betuminoso penetrado.
MINI-CBR <i>in situ</i>	Capacidade de suporte em serviço.
RELAÇÃO RIS= $\frac{\text{Mini-CBR}_{\text{is}}}{\text{Mini-CBR}_{\text{Ho}}} \times 100$	Sensibilidade do suporte (em %), de um solo compactado nas condições: sem e com imersão.
Abreviaturas: Mini-CBR _{is} = Mini-CBR imerso, sem sobrecarga Mini-CBR _{Ho} = Mini-CBR na umidade ótima de compactação	

Fonte: Adaptado de VILLIBOR (2009)

2.2.1 Análise das pesquisas desenvolvidas pela sistemática MCT

No desenvolvimento da sistemática MCT (VILLIBOR, 2009) foram elaborados inúmeros ensaios e pesquisas laboratoriais. Para melhor exemplificar, a importância e as diferenças na utilização das classificações de solos, a série de amostras foi compactada, na energia Normal, para execução dos seguintes ensaios:

- Propriedades índices: granulometria, LL e IP, e classificação HRB-AASHTO.
- Ensaio de compactação Mini-Proctor – Massa Específica Aparente Seca (MEAS) e umidade ótima (H_o).
- Determinação da capacidade de suporte e expansão nas seguintes condições:
 - Mini-CBRHm (sem imersão, na umidade de moldagem e com sobrecarga).
 - Mini-CBRic e Expansão (E_c) (com 24h de imersão, com sobrecarga).
 - Mini-CBRis e Expansão (E_s) (com 24h de imersão, sem sobrecarga).

Com a realização destes ensaios ficaram evidenciadas algumas peculiaridades que diferenciam os solos de comportamento laterítico (solo L) dos de não laterítico (solos N), representados pelos solos saprolíticos. Comparando as características do ramo seco da curva de compactação dos solos L, verificou-se uma maior variação dos valores da MEAS, em função do teor de umidade de compactação, do que dos solos N. Os valores da MEAS dos solos L são superiores aos correspondentes dos solos N.

A comparação dos valores do suporte Mini-CBR entre os solos L e N apresentaram grandes diferenças quanto à perda por imersão. Nos solos L, houve pequena perda do valor de suporte, com imersão e com a supressão da sobrecarga. No solos N houve grande perda do valor de suporte, com a imersão e com a supressão da sobrecarga.

Foram apresentados valores muito baixos de expansão para os solos L, com no máximo 0,2%. Os solos N apresentaram expansão muito alta, sensível a presença de sobrecarga. Já os resultados de contração axial, para os dois tipos de solos os valores da contração crescem com o aumento da proporção da fração fina (F_f – passante na peneira de 0,075). A partir de $F_f=25\%$ os valores da contração dos solos L são superiores aos dos N e, para os solos $F_f=100\%$, o valor da contração dos solos L é muito superior ao dos solos N (mais que o dobro). Sendo que para valores de sorção d'água e de permeabilidade os solos L apresentaram resultados inferiores aos dos solos N. Os resultados apresentaram características diferentes para a classificação HRB-AASHTO, provando que são necessárias avaliações específicas para solos tropicais.

2.3 O CIMENTO

O cimento Portland é um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob a ação da água. Após seu endurecimento, mesmo que seja novamente submetido à ação da água o cimento Portland não se decompõe mais. Este material é composto de clínquer e de algumas adições. Sendo o clínquer seu principal componente, este está presente em todos os tipos de cimento Portland. Já as adições no cimento podem variar de um tipo para outro e são elas que definem os diferentes tipos de cimento utilizados (ABCP, 2002).

2.3.1 Tipos de cimento

Dentre as diversas maneiras que o cimento pode ser classificado, a mais utilizada é a da ASTM (American Society for Testing and Materials). Estas classificações são baseadas em sua maioria na performance e em sua composição química, embora em cimentos comuns, um mesmo tipo pode possuir várias composições similares (ASTM, 1978, METHA, 1977 apud DA SILVA, 1994).

A Tabela 2 apresenta a composição típica para os cimentos Portland segundo a classificação ASTM.

Tabela 2 - Composição típica para cimento Portland, segundo ASTM

TIPO	DESCRIÇÃO	C ₃ S %	C ₂ S %	C ₃ A %	C ₄ AF %	CSH ₂ %
I	Uso Geral	55	20	10	7	5
II	Moderada Resistência a Sulfatos	45	30	7	12	4
III	Alta Resistência Inicial	60	15	10	7	5
IV	Baixo calor de Hidratação	30	45	5	12	3
V	Resistente aos Sulfatos	40	35	3	15	3

Fonte: DA SILVA (1994)

Para cada tipo de constituição mineralógica, dada pela porcentagem utilizada na mistura de cada uma das matérias-primas e de sua composição química, o cimento pode vir a apresentar propriedades específicas, adequadas a diferentes situações, dando origem a vários tipos.

Com o intuito de buscar menores custos de produção para o cimento Portland, surgiram novas alternativas para sua produção. Ao adicionar na mistura do clínquer durante a moagem

as denominadas “adições ativas”, materiais com características aglomerantes, estes proporcionam muitas vantagens. Sendo elas com relação à economia de clínquer no cimento, em virtude da sua substituição parcial por estas adições e, além disso, pela utilização de subprodutos de outros setores, dando origem a cimentos com características mais adequadas a cada tipo de aplicação. Entre as opções de adições podem ser utilizadas as escórias granuladas de alto-forno e materiais pozolânicos, como por exemplo, cinzas de carvão, argilas calcinadas, materiais que possuam características pozolânicas de uma forma geral (DA SILVA, 1994).

2.3.2 Constituintes principais do cimento

O cimento Portland é basicamente um aglomerante hidráulico obtido da moagem do clínquer ao qual é adicionado gipsita (CaSO_4). O clínquer é obtido do aquecimento a altas temperaturas de uma mistura de calcário e argila. Deste modo o cimento Portland é formado em grande parte por compostos que possuem cálcio e sílica em sua composição, outros minerais surgem como impurezas.

Os principais constituintes do cimento Portland são os silicatos de cálcio: C_3S (silicato tri cálcico – $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) e C_2S (silicato dicálcico – $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$); os aluminatos de cálcio: C_3A (aluminato tri cálcico – $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) e o C_4AF (ferroaluminato de cálcio - $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$) e a gipsita adicionada para inibir a propensão à pega instantânea ocasionada pela grande reatividade do C_3A .

As estruturas cristalinas do cimento Portland apresentam grandes vazios estruturais que por sua formação são responsáveis pela alta energia e reatividade dos cimentos. Em sua estrutura cristalina aparecem também impurezas, como: magnésio, sódio, potássio e sílica (MEHTA, et al., 1994).

2.3.3 Constituintes adicionais minoritários

Nos cimentos comerciais são indicados como impurezas o óxido de magnésio (MgO) proveniente do dolomito que também aparece como impureza nas rochas calcárias e o óxido de cálcio, quase inexistente nos cimentos modernos. Outro que deve ser restringido, pois sua hidratação é uma reação lenta e expansiva, é o periclásio (forma cristalina do óxido de magnésio).

Os compostos alcalinos (sódio e potássio) provenientes da argila ou do carvão são impurezas que sempre estão presentes, podendo ocasionar reações com o agregado (reações álcali-agregado). As reações iniciais de hidratação também podem ser influenciadas pelos sulfatos procedentes do combustível. Conforme descrito anteriormente, durante a moagem do clínquer é adicionado em torno de 5% de sulfato na forma de gipsita ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) ou gesso de paris ($\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2} \text{H}_2\text{O}$) com a intenção de inibir a pega instantânea do clínquer. Desta forma, de acordo com a finalidade do cimento, são praticados limites de quantidades para seus componentes básicos (C_3S , C_2S , C_3A e C_4AF) e limites máximos para impurezas, assim, surgem os cimentos com diferentes características de resistência a ataques químicos e evolução da resistência à compressão (KAEFER, 2002).

2.3.4 Nomenclatura dos cimentos produzidos no Brasil

Os diferentes tipos de cimento variam de acordo com as suas adições no processo de moagem. No Brasil a classificação adotada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) para os vários tipos de cimento, é baseada principalmente pela sua composição, teores de adições dos componentes ativos, na quantidade de compostos básicos e com relação às propriedades específicas. O cimento Portland Comum, CP I e CP I-S, não são praticamente comercializados. A divisão no cimento Portland composto ocorre conforme o tipo de adição mineral a ele incorporada no processo de fabricação. Ademais os cimentos podem ser dotados de alguma característica físico-química especial onde possam atuar na resistência ao ataque por sulfatos, ou quando possuam alguma alteração no seu calor de hidratação como o exemplo do cimento BC. Podem até possuir uma aplicação bastante específica, como é o caso do cimento Portland para poços petrolíferos.

2.3.5 Resistência Mecânica

Os cimentos são designados através de sua classe de resistência, de acordo com os números 25, 32 e 40, isto é, que estes valores representam a resistência mínima à compressão em megapascal (MPa) garantidos pelo fabricante após 28 dias de cura. Esta determinação das classes dos cimentos é definida a partir do ensaio descrito na NBR 7215 (ABNT, 1996). No boletim técnico BT-106 (ABCP, 2002) tem-se que além dos fatores de resistência existem outros requisitos como parâmetros mínimos para tempo de pega, expansibilidade e finura.

2.4 O SOLO-CIMENTO

O solo-cimento é uma mistura que sofre um processo de estabilização química pelo qual suas propriedades são melhoradas por meio da incorporação de cimento proporcionando as características mecânicas necessárias à sua utilização. Esta técnica de estabilização com a de cimento é utilizada em vários tipos de construções, como por exemplo, barragens, estradas, aeroportos, entre outras. A preferência por esta técnica nestes tipos de obras ocorre principalmente, pois são obras que necessitam grandes volumes de materiais, e por diversos aspectos optam pelo aproveitamento do solo local.

Dentre os aspectos que influenciam a escolha da utilização do solo local em detrimento da exploração de jazidas minerais, por muitas vezes, longe do local de aplicação é a redução da distância de transporte, trazendo economia financeira, menor consumo de energia e preservação das jazidas minerais locais.

De uma maneira geral este tipo de estabilização busca a melhoria nas propriedades físicas e mecânicas dos solos para sua utilização de acordo com a demanda das obras.

2.4.1 Estabilização dos solos com cimento em camadas de pavimentos

Este material foi utilizado pela primeira vez em 1915 nos Estados Unidos da América, segundo Abiko (1983) pelo engenheiro Bert Reno, que pavimentou uma rua utilizando uma mistura de conchas marinhas, areia de praia e cimento Portland.

Somente após 20 anos, em 1935, foi que ocorreu a primeira construção controlada de solo-cimento para fins rodoviários, próximo a Johnsonville, South Carolina. Esta rodovia foi construída como um projeto cooperativo da Portland Cement Association (PCA), a Public Roads Administration e o South Carolina State Highway Department (LAMBE 1962 *apud* MACHADO, 1978).

De acordo com a ABCP a experiência brasileira em pavimentos de solo-cimento se inicia em 1939, quando foi executado o trecho em caráter experimental da estrada de Caxambu-Areias em Minas Gerais. Na época o empreendimento teve assessoria técnica da ABCP junto ao DNER. Hoje no país são mais de 25 mil quilômetros de estradas com esse tipo de pavimento (LIMA NETO, et al., 2010).

A adição de cimento em pequenas proporções objetiva uma melhoria parcial das propriedades do solo, principalmente trabalhabilidade conjugada com certo aumento de capacidade de suporte (BERNUCCI, et al., 2008).

Para a PCA (2008), o solo melhorado com cimento apresenta as seguintes vantagens:

- Redução da plasticidade do solo estabilizado;
- Incremento da rigidez e da resistência e, portanto, obtenção de um material menos deformável sob os carregamentos do tráfego, o que se traduz também em tensões de tração inferiores no revestimento asfáltico;
- Redução das tensões transmitidas ao subleito do pavimento;
- Diminuição da susceptibilidade à ação deletéria da água, mantendo as características de resistência do material.

O solo cimento tem como característica principal o enrijecimento significativo do solo. Portanto, o emprego de bases de solo cimento com espessuras bem projetadas, reduzem o trincamento por fadiga do revestimento asfáltico. Também reduzem carregamento transmitido ao subleito, devido à melhor distribuição das tensões. Contudo, o emprego de elevados teores de cimento pode induzir também ao surgimento de trincas de retração que podem ser refletidas no revestimento asfáltico (KLINSKY, 2015).

Segundo Bernucci et al. (2008), o solo cimento tem se mostrado bastante resistente e durável desde que a mistura esteja bem dosada, sejam respeitados os prazos máximos de mistura, espalhamento e compactação, seja minimizada a ocorrência excessiva de trincas por retração e o subleito tenha boa capacidade de suporte para que o solo cimento seja compactado de forma eficiente. Por isso o cimento Portland vem sendo utilizados nos pavimentos; estabilizando solos e agregados em milhares de quilômetros de estradas em todo o mundo. Após mais de 80 anos de aplicação, a experiência tem demonstrado que diferentes proporções de cimento podem ser utilizadas para cada tipo solo na pavimentação.

2.4.2 Estudos realizados com solo-cimento

2.4.2.1 Resistência à compressão simples (RCS)

Quando realizado o primeiro estudo de solo-cimento em 1933 verificou-se que, a relação demonstrada por R.R Proctor para solos era também válida para o solo-cimento. Esta descoberta facilitou a determinação da densidade e da quantidade de água a ser adicionada a mistura. Em relação à determinação da quantidade de cimento, tinha-se que garantir que os grãos de solo ligados pelo mesmo não se separassem quando o material fosse solicitado, tanto pela ação do tráfego, como pelos esforços provenientes das variações de temperatura e umidade. Contudo, se dois grãos de solo fortemente unidos pelo cimento uma vez separados, nunca mais voltarão a apresentar a mesma coesão. Sendo este um dos aspectos mais relevantes, mais importante do que as próprias características de suporte do tráfego que a mistura deveria resistir (PROCTOR, 1933).

Tendo estes estudos como norte, foram elaborados, os métodos de ensaio da ASTM em 1940, como tentativa e em definitivo em 1944. Estes métodos foram adotados pela AASHO em 1945. No Brasil a ABCP publicou métodos análogos em 1941 (PINTO, 1980).

Leadabrand & Norling (1953) em seu trabalho, citam as normas até então usadas para determinação do teor de cimento, sendo elas:

- Método de Ensaio para a Determinação da Relação Densidade-Umididade das Misturas do Solo-Cimento;
- Método de Ensaio por Secagem e Molhagem de Misturas de Solo-Cimento Compactado; e
- Método de Ensaio por Congelamento e Descongelação de Misturas de Solo-Cimento Compactado.

Desta forma o teor de cimento é obtido através de tentativas, isto é, somente após obterem-se todos os resultados dos métodos supracitados é que se verifica o condicionamento de todas as exigências a seguir:

- a) A perda de peso dos corpos de prova nos ensaios de durabilidade não deve exceder aos seguintes limites:

Solos A-1, A-2-4, A-2-5 e A-3.....	14%
Solos A-2-6, A-2-7, A-4 e A-5.....	10%
Solos A-6 e A-7.....	7%

- b) A resistência à compressão dos corpos de prova com teores de cimento que satisfaçam ao requisito “a” deve aumentar com o tempo e com o acréscimo do teor de cimento.
- c) O máximo volume dos corpos de prova durante os ensaios de durabilidade não deve ser superior ao volume por ocasião da moldagem, em 2% deste volume.
- d) O teor de umidade em qualquer fase dos ensaios de durabilidade não deve exceder o teor necessário para o preenchimento dos vazios existentes nos corpos de prova por ocasião da moldagem.

A inconveniência destes métodos está no tempo excessivo para a determinação do teor mínimo de cimento e no trabalhoso processo de execução. Estes problemas levaram a pesquisadores a procurarem métodos que possuíssem maior rapidez em sua execução.

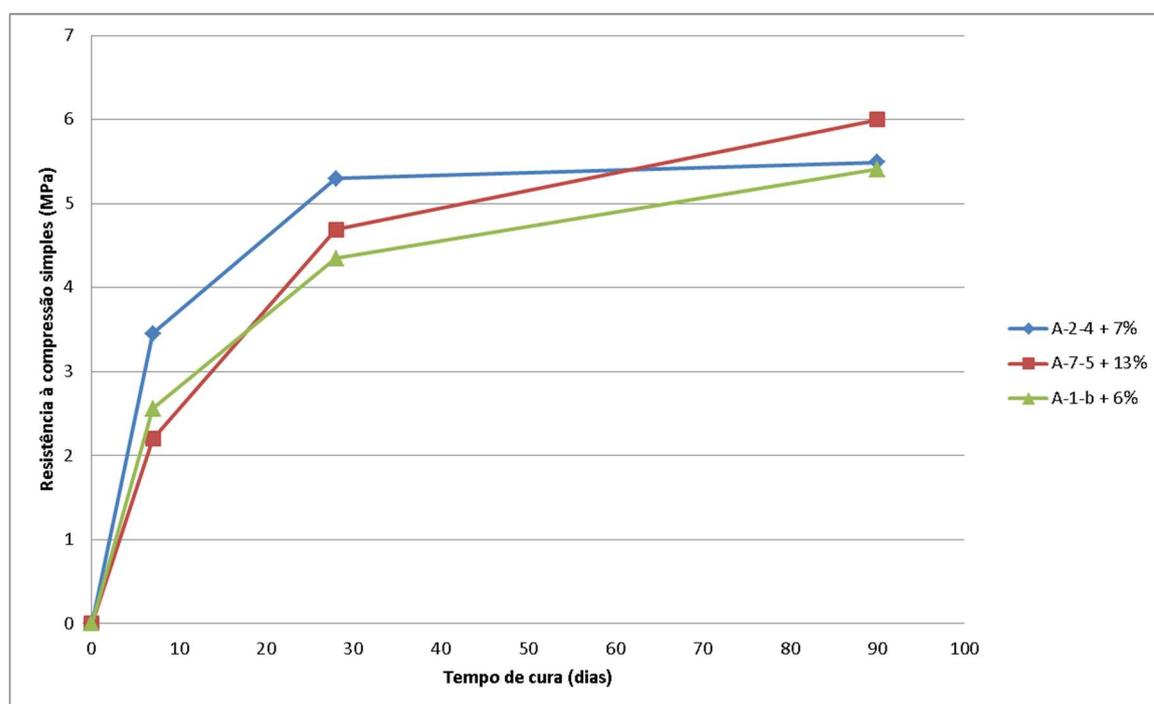
De acordo com Pinto (1980), em 1957 a ASTM e a AASHO fizeram uma revisão de seus métodos, com isto os requisitos “c” e “d”, do Método Geral de Dosagem e passaram a ser verificados somente para solos excessivamente argilosos e expansivos ou no caso de pesquisas. Em 1960 a ABCP adotou as medidas da ASTM e adicionou a retirada, também, do Ensaio de Durabilidade por Congelamento e Descongelação Isto em virtude de não ocorrer este fenômeno em grande parte do Brasil e baseado na experiência acumulada.

Leadabrand & Norling (1952) citado por Pinto (1980) divulgou os resultados de dosagem de 2.438 solos arenosos e mostrou a correlação entre os teores de cimento e três características da mistura: granulometria do solo, densidade aparente máxima e resistência a compressão aos 7 dias, isto deu origem a Norma Simplificada de Dosagem.

Ceratti & Medina (1983) avaliaram a resistência à compressão simples de misturas de solo-cimento utilizando três diferentes tipos de solos: A-1-b, A-2-4 e A-7-5. Os corpos de prova tinham dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. As amostras foram curadas por 7, 28 e 90 dias em câmara úmida. A velocidade de carregamento utilizada no ensaio de compressão simples foi de 1,4 mm/min e todos os corpos de prova foram imersos em água durante 24 horas antes do ensaio.

A figura 2 apresenta as diferentes resistências à compressão simples em função do tempo de cura para cada misturas utilizada.

Figura 2 - Variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura e teor de cimento

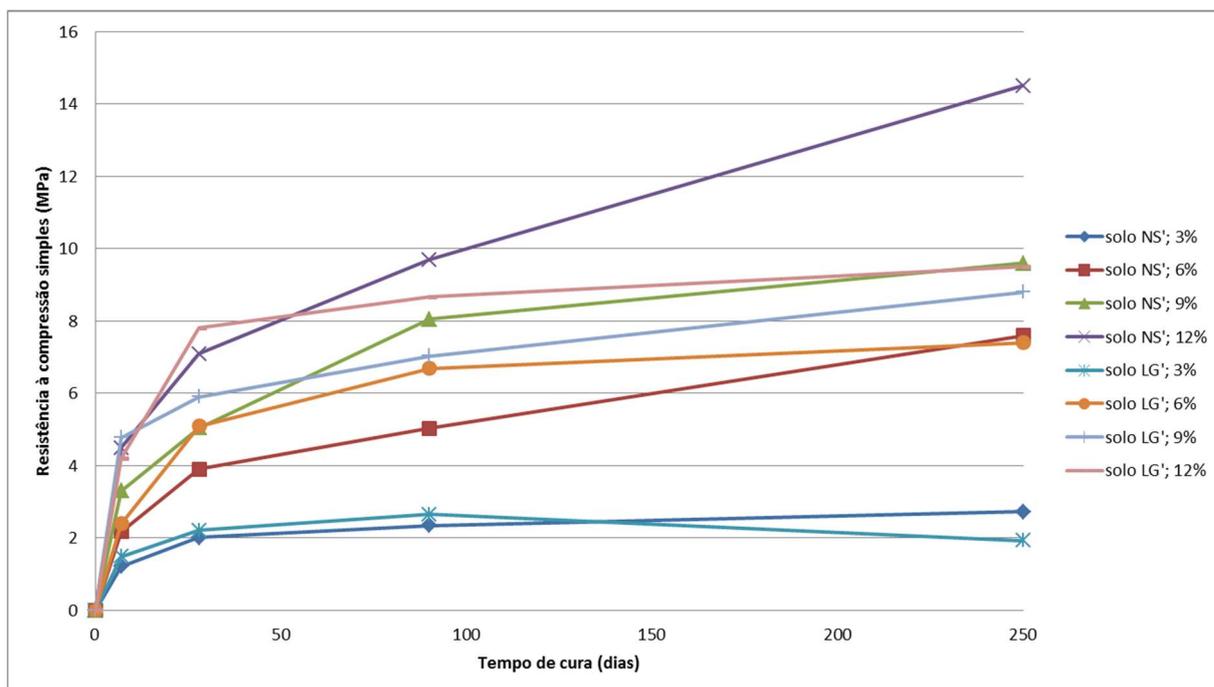


Fonte: (CERATTI, et al., 1983)

Pinto, Boscov & Moura (1991), verificaram a resistência à compressão simples de misturas de solo-cimento moldadas em condições ótimas de compactação. Neste estudo foi comparado o desempenho das misturas usando um solo saprolítico com hábito micáceo de origem granítica e um solo arenoso fino laterítico. Segundo o critério de classificação HRB (Highway Research Board) os solos tinham a mesma classificação A-4. Porém conforme a sistemática MCT foram classificados como solo NS' (siltoso não laterítico) e o outro como LG' (argiloso laterítico). Nestes ensaios foram usados teores de cimento de 3%, 6%, 9% e 12%, e tempos de cura de 3, 7, 28, 84 e 252 dias. Para cada mistura foram ensaiados três corpos de prova. A energia de compactação utilizada foi próxima da energia normal com os corpos de prova de 5 cm de diâmetro.

Após a compactação das amostras, as mesmas foram extraídas do molde, embaladas com sacos plásticos e submetidas à cura em câmara úmida. Ao final da cura os corpos de prova foram desembalados e imersos em água por 4 horas antes do ensaio de compressão simples. Os resultados dos ensaios estão apresentados na figura 3.

Figura 3 - Resistência à compressão simples em função do tipo de solo, tempo de cura e teor de cimento



Fonte: (PINTO, et al., 1991)

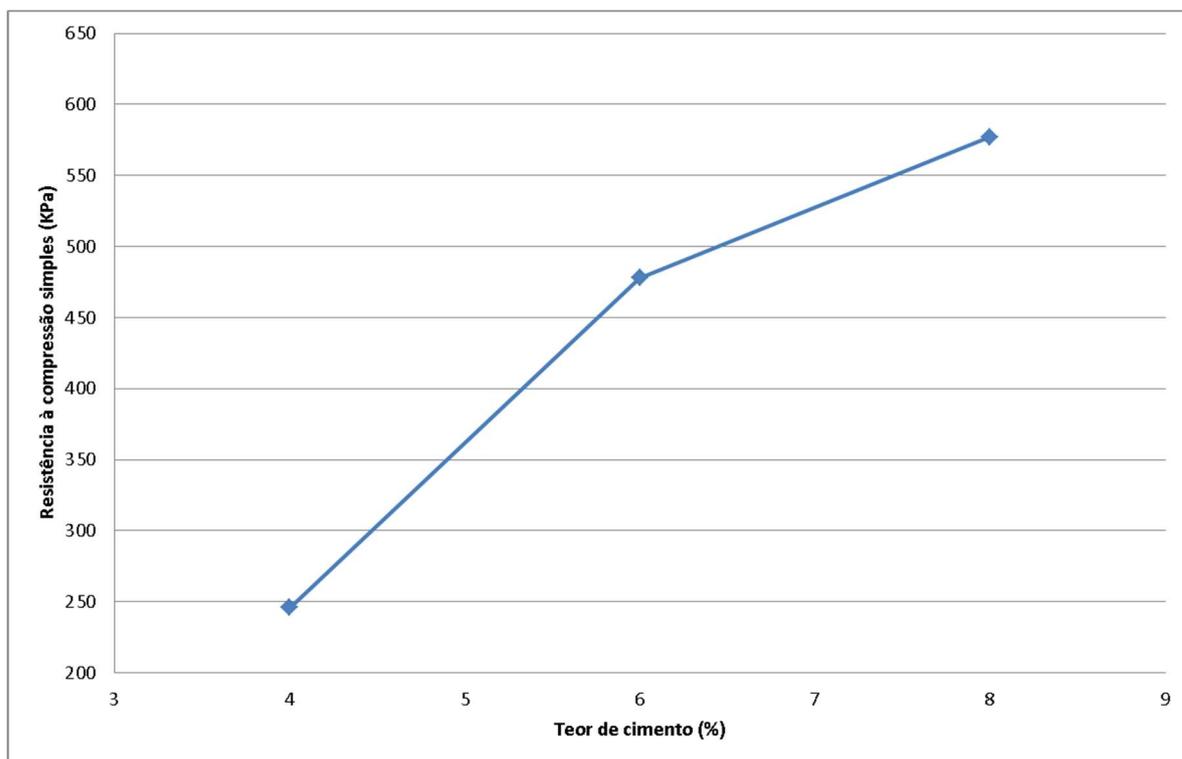
Conforme dados apresentados, os solos lateríticos apresentaram maiores resistências que os solos saprolíticos considerando os diferentes teores de cimento e tempos de cura de até 28 dias. Todavia, os teores mais elevados e considerando os tempos de cura maiores o oposto foi constatado. O ganho de resistência comparado ao incremento do teor de cimento ficou mais evidenciado nas misturas com solo saprolítico. Também constatou-se que a influência do tempo de cura nos valores de resistência é mais representativo no intervalo de 0 a 3 dias.

Rocha (1996) avaliou o comportamento mecânico de misturas de solo-cimento através do ensaio de compressão simples. Neste estudo foram utilizadas misturas com um solo classificado segundo a HRB como A-7-6 e CL de acordo com a classificação UCS. O cimento Portland utilizado para estas misturas foi da marca Itaú do tipo CP 32. Os teores utilizados para dada mistura foram, 4, 6 e 8% de cimento em relação ao peso do solo seco. Para moldagem dos corpos de prova foi-se utilizada a energia normal do ensaio de Proctor, possuindo as amostras as dimensões de 10 cm de diâmetro e 12,71 cm de altura.

Após moldagem os corpos de prova foram embalados com plástico e submetidos ao processo de cura em câmara úmida, mantendo a umidade relativa do ar acima de 90%. Posteriormente, após período de 7 dias de cura, os corpos de prova foram condicionados à imersão em água por 4 horas. Em seguida as amostras foram submetidas ao ensaio de

compressão simples sob o carregamento na velocidade de 1mm/min. Os resultados da resistência à compressão simples foi obtido pela média da repetição de 6 ensaios para misturas compostas com 4% de cimento, 9 ensaios para misturas com 6 e 8% de cimento. A figura 4 apresenta o aumento da resistência à compressão simples em função do acréscimo de cimento.

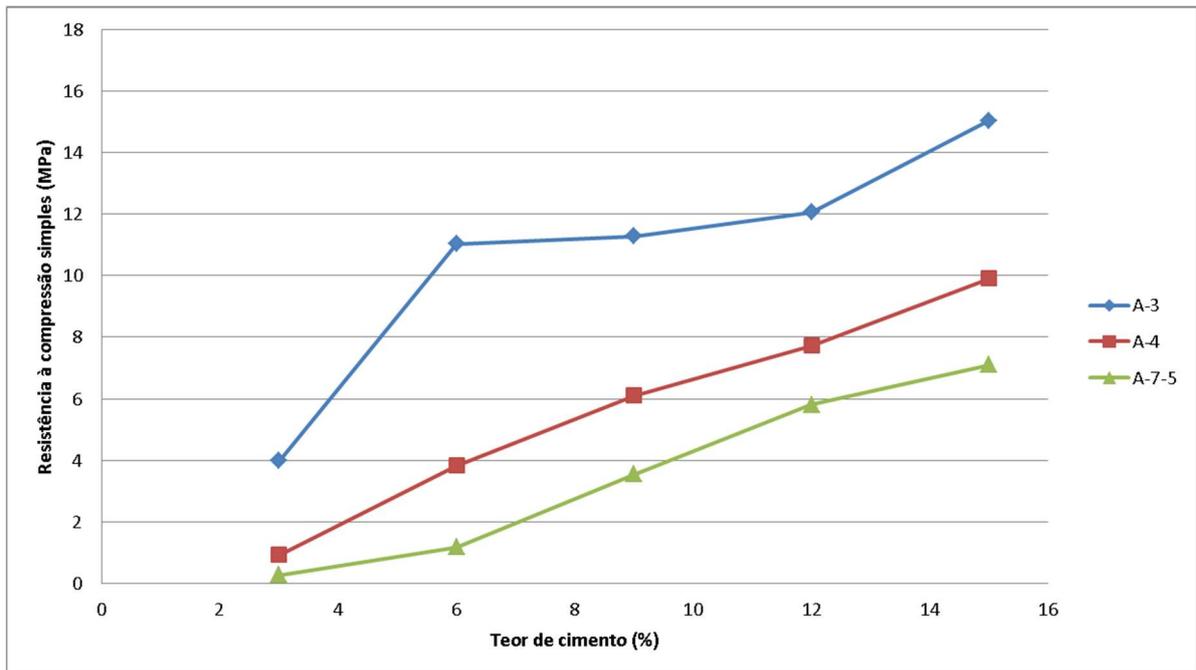
Figura 4 - Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento



Fonte: (ROCHA, 1996)

Silva (1991), avaliou a resistência à compressão simples de misturas de solo-cimento compostas com solos classificados, segundo a HRB, como A-4, A-3 e A-7-5. A velocidade de carregamento utilizada no ensaio de compressão simples foi de 1,26mm/min. Os teores utilizados foram de 3, 6, 9, 12 e 15% de cimento Portland, utilizando apenas o período de cura de 7 dias. Os corpos de prova foram submetidos à imersão por 4 horas antes do ensaio. A figura 5 apresenta a evolução da resistência à compressão simples em função do teor de cimento e tipo de solo utilizado.

Figura 5 - Resistência à compressão simples das misturas em função do teor de cimento e do tipo de solo.



Fonte: (SILVA, 1991)

De acordo com os resultados obtidos, nota-se que o aumento na quantidade de cimento resultou no aumento da resistência à compressão simples em todas as misturas ensaiadas. As misturas utilizando o solo classificado como A-3, quando comparadas com as misturas com solos A-4 e A-7-5 obtiveram resultados de resistência expressivamente maiores, 150% maior quando comparado a mistura com o solo A-4 e 470% maior comparado com solo A-7-5.

Feita uma análise do ganho de resistência utilizando todas as misturas, notou-se que o ganho de resistência maior ocorreu no acréscimo de 3% para 6% de cimento, o ganho de resistência foi de 273%. A diferença no aumento da resistência foi de 76% no teor de 6 para 9% de cimento, de 36% do teor de 9 para 12% e 25% para o teor de 15% de cimento Portland. Segundo Silva (1991), as misturas compostas pelos solos A-3 e A-4 apresentaram alta resistência e baixa compressibilidade. Entretanto, as misturas compostas com solos A-7-5 apresentaram baixa resistência e compressibilidade elevada. Utilizando a norma referente a este material, a porcentagem mínima de cimento Portland a ser utilizada para as misturas de solos A-3 e A-4 poderem atingir 2,1 MPa aos sete dias de cura é de 6%. No entanto, para o solo A-7-5 atingir os mesmos 2,1 MPa seria necessário 8% de cimento.

2.4.2.2 Resistência à tração por compressão diametral (RT)

Segundo Monishit e Deacon, 1969 (apud CERATTI & MEDINA, 1983), os ensaios a deformação controlada aplicam-se melhor a camadas de baixa rigidez e pequena espessura. Pois seu comportamento quanto à deformação tem grande dependência das camadas inferiores do pavimento. Sendo que os ensaios a tensão controlada apresentam melhor representatividade às camadas de maior rigidez e espessura.

Neste mesmo estudo foi verificado o desempenho de três misturas de solo-cimento quanto a fadiga por compressão diametral. Foram ensaiados três tipos de solos “A”, “B” e “C”. Sendo o solo “A” classificado na HRB como A-1-b e misturado com 6% de cimento. O solo “B” de classificação HRB A-2-4 misturado com 7% de cimento e o solo “C”, de classificação HRB A-7-5 misturado com 13% de cimento. Toda porcentagem de cimento incorporada foi calculada em relação a massa de solo seco. Para os três diferentes tipos de solos também foram moldadas misturas de solo melhorado com 2% de cimento. As três amostras de solo-cimento apresentaram desempenho superior a 10^6 repetições de carga para níveis de carregamento abaixo de 65% de resistência de ruptura das amostras, sendo este valor recomendado como limite para ser utilizado nos materiais estudados.

Foi verificado, que as curvas de fadiga não apresentaram diferenças significativas entre os três materiais estudados. Os solos arenosos (A e B) melhorados com cimento, apresentaram diminuição na derformação resiliente nas primeiras 24 horas enquanto que na argila (solo C), o mesmo efeito foi verificado após 72 horas.

Vitali (2008), avaliou a resistência à tração do solo-cimento compactado. No Quadro 1, apresentam-se as características dos corpos de prova ensaiados. Foram também relacionados os resultados de resistência obtidos nos ensaios de compressão uniaxial com os obtidos nos ensaios de resistência à tração.

Quadro 1 - Relação entre resistência à compressão uniaxial e resistência à tração.

γ (kN/m ³)	C (%)	w (%)	RCS (kPa)	Tensão de Tração (kPa)	Tração/Compressão (%)
16,4	2	12	624	70	11.24
17,2	2	12	821	106	12.89
17,9	2	12	1502	144	9.62
1,92	2	12	1873	187	9.96
1,67	3	12	860	107	12.49
1,75	3	12	1168	134	11.49
1,83	3	12	2199	175	7.97
1,92	3	12	2784	300	10.76
1,67	5	12	1384	163	11.76
1,75	5	12	1909	217	11.38
1,83	5	12	3236	374	11.56
1,92	5	12	4292	497	11.58
1,67	7	12	1850	295	15.94
1,75	7	12	2726	380	13.93
1,83	7	12	3976	546	13.74
1,92	7	12	5598	650	11.61

Fonte: (VITALI, 2008)

Deste modo foi constatado que os resultados obtidos estão de acordo com a bibliografia consultada, que indica valores para a resistência à tração do solo-cimento em torno de 9 e 15% da compressão axial. Em média, obteve-se valores de resistência à tração de 11,75% da resistência a compressão uniaxial.

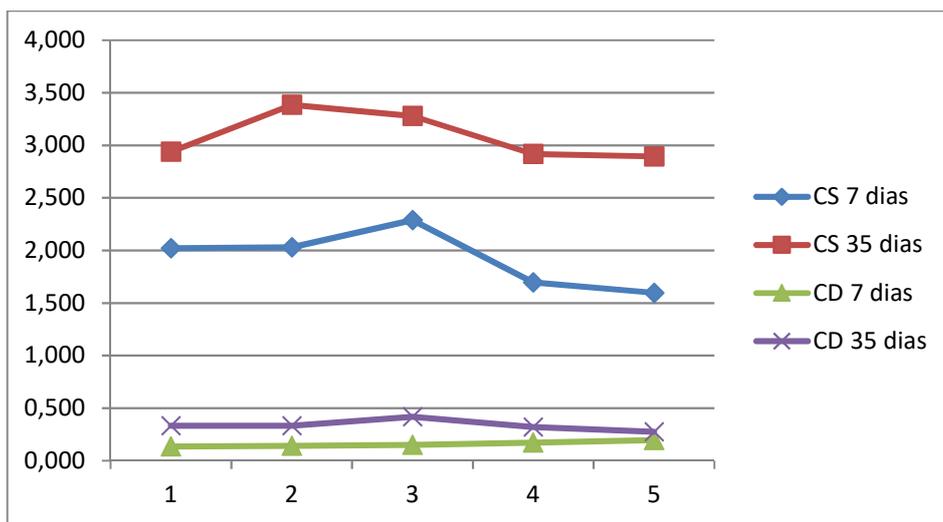
Concluiu-se a partir dos resultados obtidos, que a adição de cimento ao solo proporciona um ganho de resistência à tração diretamente proporcional ao ganho de resistência à compressão uniaxial e que os ensaios de compressão diametral realizados forneceram valores confiáveis de resistência à tração do solo-cimento compactado.

Santos (2013) realizou ensaios de compressão diametral a fim de representar o comportamento à tração dos solos. Nos valores obtidos se comparados com os resultados da compressão simples representaram em torno de 6,5 a 12%. Sendo assim, foi verificado que nos ensaios à tração em relação a compressão em solos apresenta o comportamento similar ao concreto. No concreto a tração é cerca de 10 vezes menor que a compressão. Notou-se que o ramo seco apresentou-se mais resistente que o ramo úmido, e na umidade ótima a mistura foi considerada a mais resistente.

Neste trabalho para moldagem dos corpos de prova foram escolhido 5 pontos a partir da curva de compactação do solo. Eles foram numerados de 1 a 5 acompanhando a curva de

compactação, da esquerda para direita e em ordem decrescente. Os pares 1 – 5 e 2 – 4 possuem a mesma massa específica seca aparente, contudo com umidades distintas de modo que um deles encontre-se no ramo seco e o outro no ramo úmido. O ponto 3 é o ponto de umidade ótima e máxima massa específica aparente seca (Figura 6).

Figura 6 - Comparação dos resultados entre os ensaios de Compressão Simples e Compressão Diametral



Fonte: (SANTOS, 2013)

Para os corpos de prova que tiveram um processo de cura maior que 35 dias, foram obtidos aumentos entre 40 e 70% de resistência nos ensaios de compressão simples e diametral.

2.4.2.3 Módulo de resiliência de solo cimento

Ceratti (1991), utilizando solos originários do Estado de São Paulo, determinou valores para módulo de resiliência para algumas misturas típicas de solo-cimento. Estes resultados apresentaram grande variabilidade em seus valores, isto em função da natureza do solo estudado, conforme apresentado no Quadro 2.

Quadro 2 - Faixa de variação do módulo de resiliência em relação aos tipos de solo

Classificação		M _r (Mpa) - Faixa de variação
MCT	HRB	
NA	A-1-b	13000 a 20.000
LA	A-2-4	8.000 a 16.500
LG'	A-7-5	5.000 a 11.000
NA'	A-6	7.500 a 11.000
LA'	A-2-6	7.000 a 15.500
NA'	A-2-6	4.400 a 16.800

Fonte: (CERATTI, 1991)

Sendo que, esta ampla variação nos módulos de resiliência deste estudo foram verificadas para amostras bastantes homogêneas no laboratório. Normalmente, valores inferiores são encontrados para misturas realizadas em campo, tendo em vista os processos construtivos de mistura e homogeneização.

Macêdo (2004) realizou estudos para determinação de módulo de resiliência de misturas de solo-cimento utilizando duas jazidas, sendo uma denominada como Amostra 01, a Jazida João Pessoa (JJP), cuja a classificação HRB é A-6. A segunda jazida, Amostra 02 – Jazida Barreira do Náutico (JBN), foi classificada como A-2-4 segundo HRB.

O ensaio triaxial dinâmico para determinação do módulo, foi realizado em duas situações distintas:

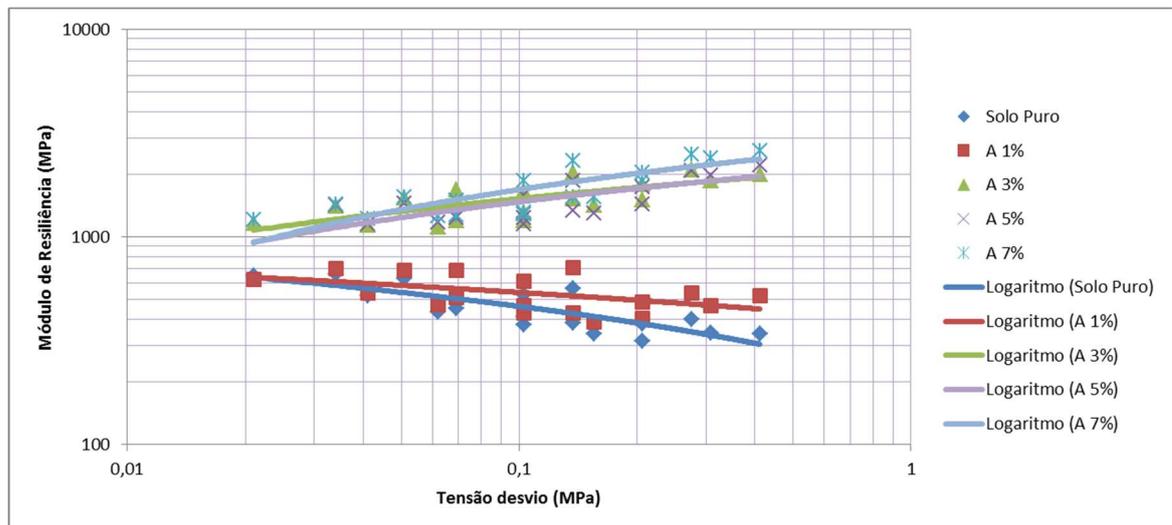
- Na situação A o solo, o cimento e a água foram imediatamente homogeneizados e compactados.
- Na situação B, utilizando a metodologia da norma técnica DNER-ES 302/97 (sub-base de solo melhorado com cimento) ou DNER-ES 304/97 (base de solo melhorado com cimento) a mistura foi homogeneizada e somente foi compactada após 24 horas.

Para as duas amostras foram realizados ensaios após 7 dias e 28 dias da compactação, com percentuais de cimento iguais para as duas amostras (1%, 3%, 5% e 7%). Também foram realizados ensaios com o solo *in natura* (sem cimento), com objetivo de comparar os resultados.

A amostra 01 na situação A e aos 7 dias observa-se na figura 6 que o solo *in natura* e o solo com adição de 1% de cimento apresentaram módulos muito baixos, abaixo de 700 MPa. Conforme apresentado na Figura 7, para o solo com adição de 3%, 5% e 7% os resultados

ficaram bem próximos uns dos outros, com pouca variação entre os valores encontrados, todos distribuídos numa faixa entre 1.000 e 2.600 Mpa.

Figura 7 - Comparativo da jazida JJP na situação A aos 7 dias do solo puro e os vários percentuais de cimento

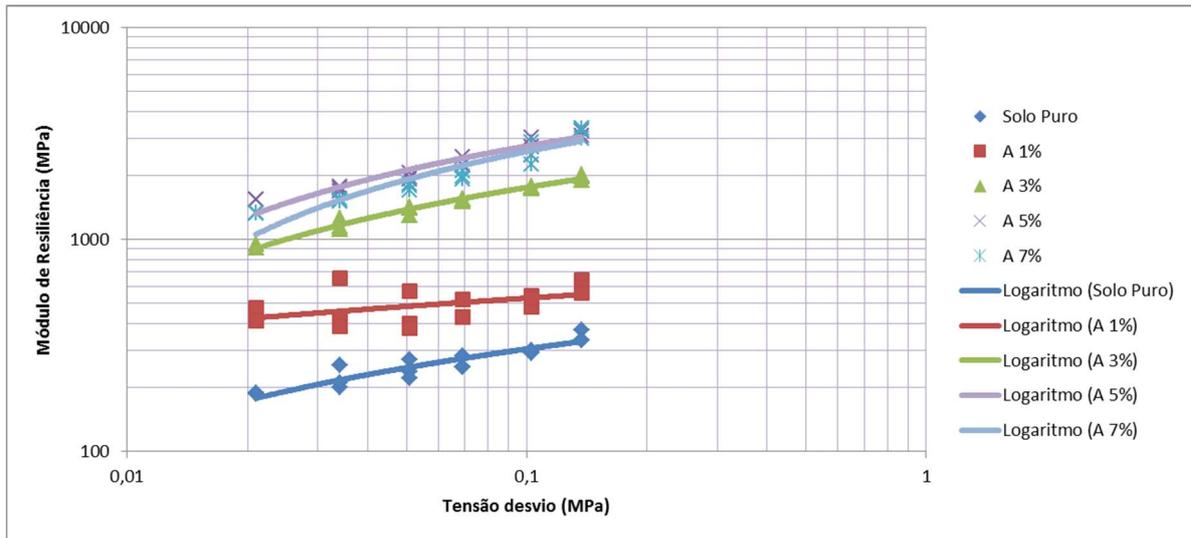


Fonte: (MACÊDO, 2004)

Foi observado na amostra 01 na situação B (compactação após 24 horas da mistura com cimento), que o solo *in natura* e com adição de 1% de cimento apresentaram resultados muito próximos, injustificando o acréscimo do cimento na mistura. Deste modo, baseado no custo, torna-se inviável a adição de 1% de cimento à mistura. Os módulos de resiliência ficam entre 1.000 a 2.000 MPa para os percentuais de 3%, 5% e 7%, tanto aos 7 dias como aos 28 dias, apresentando melhor resultado para o teor de cimento de 3%.

A amostra 02 apresentou um comportamento do módulo de resiliência mais uniforme do que a amostra 01. Com a adição de 3% de cimento o solo da amostra 02 apresentou módulos em torno de 2.00 MPa aos 7 dias na situação A (figura 8). Esta mesma amostra com 3% de cimento aos 28 dias teve um aumento em seu valor de módulo em 50%, chegando a valores de 3.236 MPa.

Figura 8 - Comparativo da jazida JBN na situação A aos 7 dias do solo puro e os vários percentuais de cimento



Fonte: (MACÊDO, 2004)

Oliveira (2011) utilizou para a realização dos ensaios de módulo duas jazidas de solos, a amostra 01 e a amostra 02. A amostra 01 é apresentada como um afloramento de saibro arenoso com quartzo. Utilizando o sistema de classificação de solos do TRB (Transportation Research Board), o solo denominado como amostra 01 foi classificado como A-1-B. Já a amostra 02, trata-se de um afloramento de cascalho de quartzo com predominância laterítica. No sistema de classificação de solos TRB, o solo da amostra 02 foi classificado como A-2-4 em quinze amostras das vinte e sete ensaiadas, tendo uma pequena variação entre as classificações A-1-A, A-1-B, A-2-6 e A-2-7.

Além do solo puro utilizado, foram utilizadas proporções de cimento de 3 e 5% para os dois tipos de solo. Para o solo puro e cada porcentagem foram compactados corpos de prova em molde tripartido de 100 cm de diâmetro por 200 cm de altura. Os corpos de prova foram ensaiados imediatamente após a moldagem e depois foram feitos ensaios com 7, 14 e 28 dias.

Os resultados dos ensaios para determinação do módulo de resiliência foram calculados utilizando o modelo composto no software SisPav. Este método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos foi utilizado por representar bem o comportamento dos solos com parcelas de argila e areia.

Este modelo composto é descrito na equação (1).

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (1)$$

Onde:

M_r = Módulo de resiliência

σ_3 = Tensão confinante

σ_d = Tensão desvio

k_1 , k_2 , e k_3 = constantes obtidas em laboratório.

O ensaio de módulo deste trabalho foi executado pelo laboratório da COPPE/UFRJ. O procedimento de ensaio iniciou-se com o condicionamento da amostra, conforme Tabela 3, aplicando 500 repetições para cada tensão desvio. Após esta fase de condicionamento, foi realizado o ensaio para determinação do módulo de resiliência com aplicação de uma sequência de 18 pares de tensões, conforme Tabela 4, para a obtenção das leituras das deformações após 10 repetições de carga. Estes valores são correspondentes à norma DNER-ME 133/94 e utilizado pela COPPE/UFRJ desde 1977.

Embora a norma de MR de solos tenha sido atualizada em 2010 pelo ensaio DNIT ME 135/2010 (DNIT, 2010), neste estudo o autor optou por utilizar o procedimento antigo por corresponder ao banco de dados de mais de 500 solos já ensaiados na COPPE/UFRJ.

Tabela 3 - Sequência de tensões para a fase de condicionamento utilizada pela COPPE/UFRJ

Ciclo	Tensão Confinante σ_3 (kgf/cm ²)	Tensão Desvio σ_d (kgf/cm ²)
1	0,7	0,7
2	0,7	2,1
3	1,05	3,15

Fonte: (OLIVEIRA, 2011)

Tabela 4 - Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência utilizada pela COPPE/UFRJ

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_3/σ_d (kPa)
20,7	20,7	2
	41,4	3
	62,1	4
34,5	34,5	2
	68,9	3
	102,9	4
50,4	50,4	2
	102,9	3
	155,2	4
68,9	68,9	2
	137,9	3
	206,8	4
102,9	102,9	2
	206,8	3
	309	4
137,9	137,9	2
	274,7	3
	412	4

Fonte: (OLIVEIRA, 2011)

O ensaio realizado para o solo da amostra 01 (saibro) apresentou um elevado ganho de resistência com o emprego de baixo teor de cimento, se comparado com o resultado do solo puro e com 3% de cimento aos 28 dias, como apresentado na Tabela 5. Este resultado ratifica a afirmação de Ceratti (1991) de que os solos arenosos de boa graduação e com plasticidade de média a baixa são os mais adequados de serem estabilizados com cimento, pois requerem baixos teores de aditivo.

Os resultados demonstraram também, que a dosagem de 5% de cimento não apresentou ganho significativo de resistência, se comparados proporcionalmente ao acréscimo de cimento com a dosagem de 3%.

Pode-se verificar que os valores dos módulos de resiliência indicam que a estabilização do solo com o cimento se dá próximo da porcentagem de 3%.

Tabela 5 - Resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MPa), utilizando o modelo composto, para o saibro deste estudo, com dois teores de cimento e quatro idades de cura

Descrição	Idade (dias)	k_1	k_2	k_3	R^2
Solo puro	0	628,8	0,5	-0,13	0,99
Solo + 3% de cimento	0	786,9	0,54	-0,18	0,98
Solo + 3% de cimento	7	1.909,80	0,53	-0,05	0,98
Solo + 3% de cimento	14	2.086,40	0,56	-0,02	0,96
Solo + 3% de cimento	28	2.865,10	0,51	0,03	0,99
Solo + 5% de cimento	0	771,5	0,51	-0,15	0,99
Solo + 5% de cimento	7	2.934,40	0,59	-0,03	0,95
Solo + 5% de cimento	28	2.350,70	0,44	0,02	0,98

Fonte: (OLIVEIRA, 2011)

No ensaio realizado para o solo da amostra 02 (laterita) foi apresentado certo ganho em resistência com o teor de 3% de cimento, mas o ganho foi maior com a dosagem de 5% aos 28 dias. Para os dois teores de cimento e as quatro idades de cura, os modelos compostos resultantes dos ensaios tri axiais estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Resultado dos ensaios de módulo de resiliência (MPa), utilizando o modelo composto, para a laterita

Descrição	Idade (dias)	k_1	k_2	k_3	R^2
Solo puro	0	1.173,70	0,55	-0,12	0,98
Solo + 3% de cimento	0	1.053,60	0,44	-0,19	0,99
Solo + 3% de cimento	7	1.201,40	0,27	-0,14	0,97
Solo + 3% de cimento	14	1.931,50	0,5	-0,04	0,99
Solo + 3% de cimento	28	2.389,50	0,55	0,03	0,99
Solo + 5% de cimento	0	1.311,20	0,41	-0,18	0,99
Solo + 5% de cimento	7	2.912,30	0,42	0	0,99
Solo + 5% de cimento	14	3.671,40	0,57	0,04	0,99
Solo + 5% de cimento	28	5.073,90	0,64	0,08	0,99

Fonte: (OLIVEIRA, 2011)

2.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE A FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

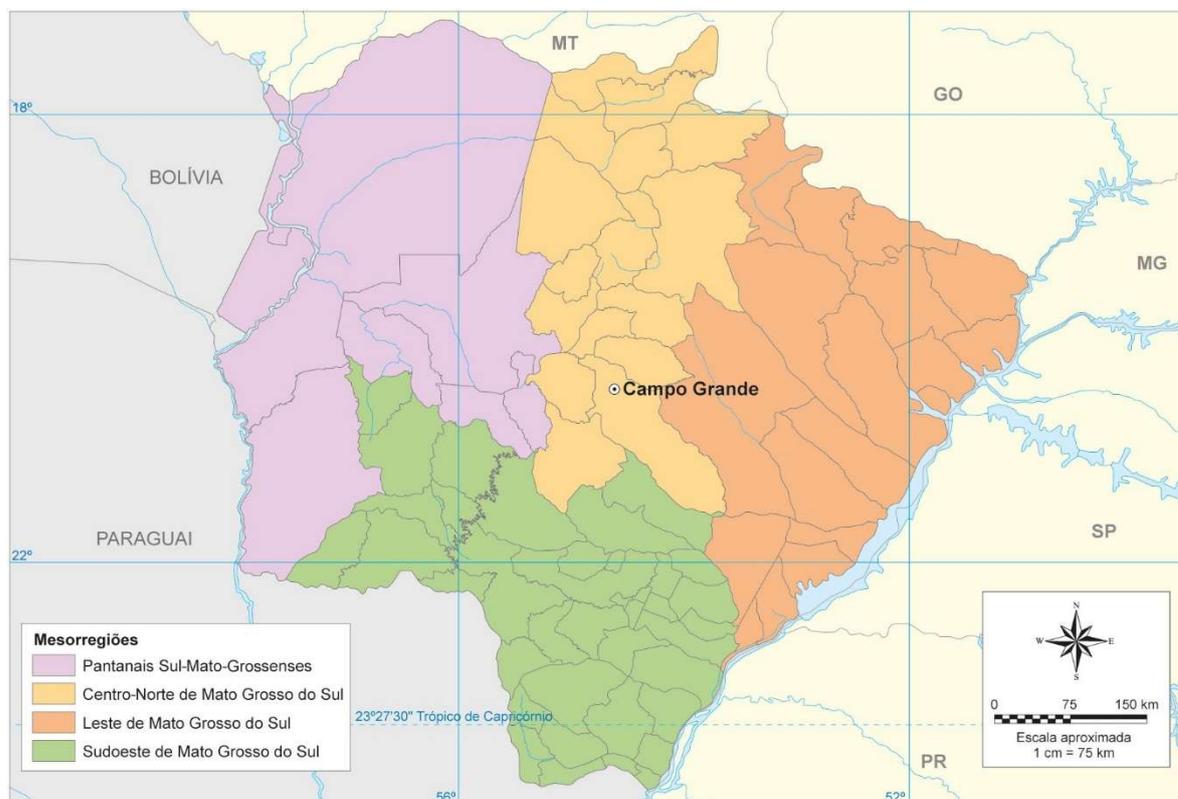
De acordo com o que foi apresentado anteriormente, os estudos não permitem a identificação e nem a correlação dos resultados das resistências mecânicas dos solos com as classificações obtidas nos ensaios, não importando se são HRB, UCS ou MCT. Além disso, os estudos apresentados não identificam a realidade local, não representam os solos da região do Mato Grosso do Sul.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritos os ensaios realizados em laboratório, a apresentação do planejamento estatístico, descrevendo o delineamento da pesquisa, o modelo utilizado para as análises e a descrição dos materiais que compõem este trabalho. Sendo identificado os materiais de acordo com sua geolocalização, classificação e características.

Para isso, foram feitas análises das misturas de solos com cimento Portland em dez jazidas locais. Esta análise visa o melhor entendimento e a identificação das propriedades mecânicas dos solos na região de abrangência do estudo (Figura 9).

Figura 9 – Mesorregiões do Estado do Mato Grosso do Sul.



Fonte: IBGE (2004)

No desenvolvimento do trabalho foram realizados ensaios de caracterização de solos, foram necessários também ensaios de diferentes composições de mistura de solo cimento para obtenção de dados do comportamento mecânico. Na composição das misturas de solo-cimento, foram utilizados dezenove diferentes tipos de solos de diferentes classificações, sendo de comportamento laterítico e não laterítico, segundo classificações MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) (NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

3.1 METODOLOGIA DE DOSAGEM

A metodologia de dosagem de solo-cimento baseia-se no método do DNER (SOUSA, 1981; DNIT, 2006) desenvolvido para solos de clima temperado, cujas condições climáticas influenciam nos processos de formação dos solos, sendo bastante diferentes das características dos solos tropicais. De modo geral pode-se presumir que solos com a mesma classificação geotécnica, considerando-se as classificações tradicionais, mas originados através de diferentes processos de formação, quando estabilizados com a mesma quantidade de estabilizante poderiam resultar em misturas com propriedades e comportamentos diversos.

A análise deste estudo é obtida por meio da caracterização dos solos e da obtenção dos dados dos comportamentos mecânicos das misturas. Esta análise é realizada por meio de ensaios de compressão simples, compressão diametral, de diferentes composições de solo e cimento. Todos estes ensaios são realizados para obtenção das resistências à compressão simples, à tração indireta e do módulo de resiliência, respectivamente. Com os resultados em mãos é verificada a influência da granulometria dos solos na porcentagem de cimento adicionada, no tempo de cura e são comparados com os dados do comportamento mecânico das misturas.

Nos projetos de pavimentação onde são utilizados materiais estabilizados com cimento, na maioria das vezes, recorre-se a métodos de dimensionamento empíricos, baseados em conhecimentos adquiridos através de observações ao longo de anos. Entretanto, é sabido que o dimensionamento através de métodos racionais é mais completo, visto que possibilita uma análise da compatibilidade das tensões e deformações a que estão submetidos os pavimentos (SUAREZ, 2008).

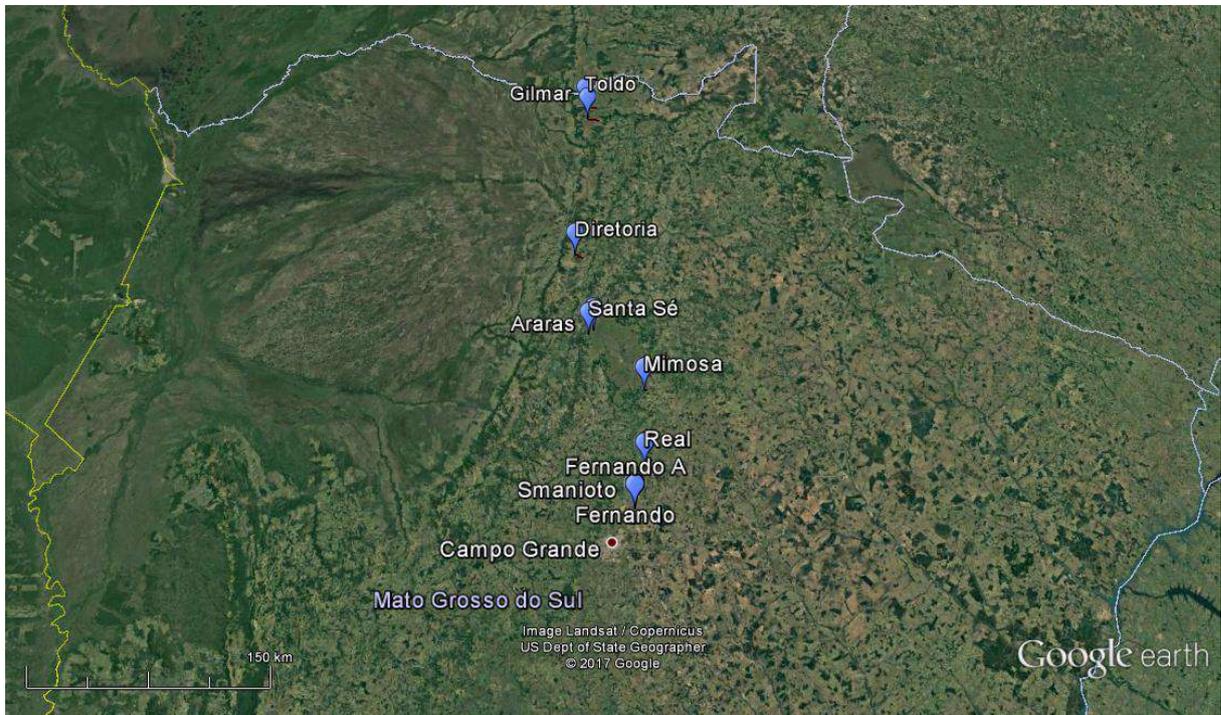
No Brasil, existem inúmeras pesquisas no que diz respeito à caracterização, em laboratório, de materiais estabilizados com cimento visando à utilização de métodos racionais de dimensionamento. Entre eles destacam-se os trabalhos de Ceratti (1979, 1991), Cicasol (1984), Núñez (1991), Fogaça (1996), Lovato (2004).

3.2 SOLOS

3.2.1 Localização das jazidas de solo

Para a composição das misturas de solo com cimento, foram utilizados 19 diferentes tipos de solos, sendo estes escolhidos por fazerem parte de 10 jazidas utilizadas no estudo para a ampliação da rodovia BR-163/MS e por serem solos com características que representam o centro-norte do Estado do Mato Grosso do Sul (Figura 10).

Figura 10 - Geolocalização das jazidas



Fonte: Google earth (2017)

As nomenclaturas utilizadas para as jazidas no trabalho representam os nomes comerciais das mesmas. Os solos escolhidos são provenientes de 10 jazidas utilizadas no estudo dos projetos de construção da duplicação da rodovia, situados próximos aos municípios de: Campo Grande, Corguinho, Camapuã, São Gabriel do Oeste, Rio Verde de Mato Grosso, Coxim, Pedro Gomes e Sonora – MS. Como exemplo, o solo da jazida Diretoria é apresentado na Figura 11, este solo foi coletado próximo ao km 591+000 da BR-163/MS, localizado dentro do município de São Gabriel do Oeste.

Figura 11 - Solo coletado na jazida Diretoria



Fonte: Autor

3.2.2 Classificação de solos

Para a caracterização dos tipos de solos foram utilizadas as classificações: SUCS - Sistema Unificado de Classificação de Solos, classificação do HRB – Highway Research Board e MCT – Miniatura Compactado Tropical. Entre estes três tipos de classificações comentados (SUCS, HRB e MCT), a classificação HRB é bastante utilizada no meio rodoviário. Criada a partir da evolução do antigo sistema de classificação do Bureau Public Roads Administration. Após a atualização do método de classificação, foi introduzido o Índice de Grupo.

O Índice de Grupo (IG) facilita o dimensionamento das camadas do pavimento. Uma vez que, depois de estabelecida a ordem dos solos dentro de um grupo, o solo menos apto é o que apresenta maior valor de índice de grupo. Por exemplo, um solo classificado como A-4 (IG igual a 7) é considerado melhor do que o solo A-4 (igual a 8). A classificação HRB é dividida

inicialmente em dois grandes grupos, em materiais granulares (35% ou menos passando na peneira nº 200) e em materiais siltosos argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200).

A Figura 12 apresenta os solos subdivididos em: A-1-a, A-1-b, A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6, A-7, A-7-5, A-7-6. O método de classificação é simples, utiliza os ensaios de granulometria, cálculo do IG e os limites de liquidez e plasticidade. Tendo os resultados em mãos, faz-se a consulta da tabela de classificação HRB, da esquerda para direita, identificando o grupo a que pertence o solo ensaiado.

Figura 12 - Classificação de solos proposto pelo HRB (Highway Research Board)

Classificação Geral	Materiais granulares (35% ou menos passando na peneira nº 200)						Materiais siltosos e argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200)				
	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				
Peneiração: % que passa: Nº 10 Nº 40 Nº 200 (p)	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características da fração que passa nº 40 Limite de Liquidez - LL (%) Índice de Plasticidade IP (%)				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de Grupo	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
	0		0	0		4 máx.		8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais que predominam	Pedra Britada pedregulho e areia		Areia fina	Areia e areia sílica ou argilosa				Solos Siltosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom						Fraco a pobre				

Fonte: (SENÇO, 1997)

Foram também caracterizados utilizando o CBR – Califórnia Bearing Ratio ou ISC – Índice de Suporte Califórnia, expansibilidade, IP – Índice de Plasticidade de acordo com as normas: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização - NBR 6457:2016 (ABNT, 2016), Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio - DNIT 164/2013-ME (DNIT, 2013), Solo - Determinação do limite de liquidez - ABNT NBR 6459:2017 (ABNT, 2016), Solo - Determinação do limite de plasticidade - ABNT NBR 7180:2016 (ABNT, 2016), Solo - Análise granulométrica - ABNT NBR 7181:2016 (ABNT, 2016).

A descrição dos trechos com sua classificação (HRB-AASHTO, USCS, MCT), limites de liquidez, índice de plasticidade, as umidades ótimas, massa específica no Proctor Normal e Modificado, estão apresentadas no Quadro 3.

Quadro 3 - Descrição, classificações e índices físicos.

Jazida	Limites de Atterberg		Classificações			Proctor N		Proctor M	
	LL (%)	IP (%)	HRB	USCS	MCT	W _o (%)	pd (g/cm ³)	W _o (%)	pd (g/cm ³)
Toldo A	26	10	A-2-4	GC	NA	13,76	1.968	11,02	2.102
Toldo B	39	19	A-2-6	GC	NA'	11,32	1.843	14,12	1.996
Gilmar A	43	16	A-2-6	SC	LA	12,54	1.875	8,89	2.187
Gilmar B	40	15	A-2-6	GC	NA	12,76	1.892	9,17	2.049
Diretoria A	24	13	A-2-4	SC	LA	13,36	1.851	11,13	1.975
Diretoria B	31	16	A-2-4	SC	NA	12,43	1.823	10,89	1.988
Araras A	36	17	A-2-6	SC	NA'	14,42	1.723	11,23	1.921
Araras B ↑LS	25	8	A-2-4	SC	LA'	14,12	1.752	11,35	1.966
Araras B ↓LS	35	16	A-2-6	SC	NA'	15,32	1.689	11,00	1.893
Santa Sé	35	14	A-6	SC	NG'	19,68	1.623	16,80	1.712
Mimosa ↑LS	29	10	A-2-6	SC	LA'	12,21	1.963	8,63	2.016
Mimosa LS	24	7	A-2-4	GC	LA'	10,23	1.993	6,28	2.132
Mimosa ↓LS	35	17	A-2-6	SC	NA'	14,76	1.859	9,63	1.982
Real A	35	17	A-2-4	SC	LG'	14,57	1.941	11,40	2.176
Real B	36	18	A-2-6	SC	NA	15,76	1.965	12,00	2.050
Smanioto A	NP	NP	A-1-a	SW	NA	10,24	1.892	6,32	2.196
Smanioto B	NP	NP	A-1-b	GP	NA	9,25	1.921	6,59	2.247
Fernando A	NP	NP	A-1-a	SW	NA	10,15	1.921	7,30	2.236
Fernando B	NP	NP	A-1-a	SW	NA	9,28	1.872	6,68	2.196

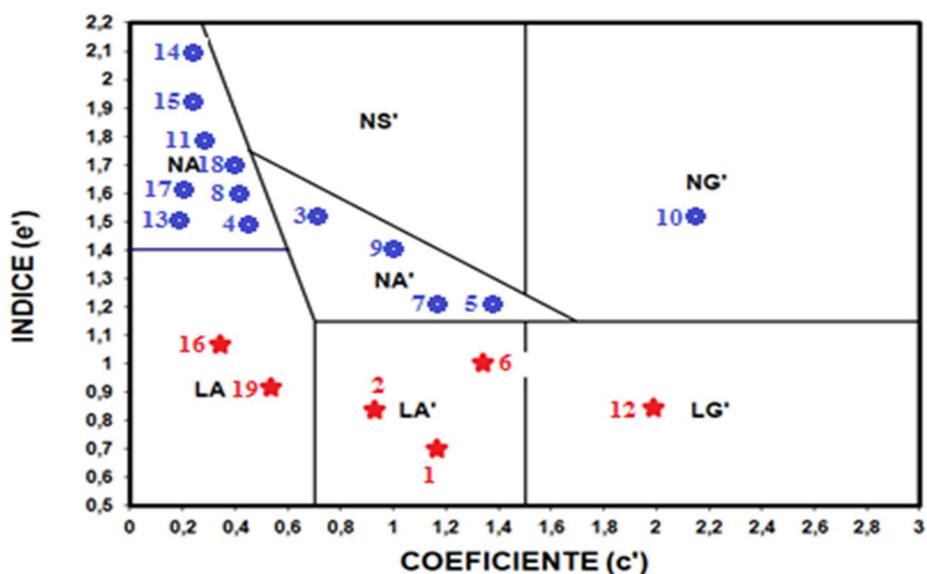
Fonte: Autor

Analisando os resultados apresentados no Quadro 3, dentre os solos escolhidos para o desenvolvimento da pesquisa, três foram classificados como solo arenoso laterítico (LA'), dois como areia laterítica quartzosa (LA) e um como solo argiloso laterítico (LG'). No caso da classificação MCT dos do grupo A-1 (HRB), foram utilizadas as frações finas do solo para sua classificação.

Dentre os que apresentaram comportamento não laterítico, foram oito foram classificados como areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e/ou mica, não laterítico (NA), quatro foram identificados como misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (NA') e um solo foi classificado como solo argiloso não laterítico (NG'). Não foi identificada nenhuma amostra caracterizada como solo siltoso não laterítico (NS') nas jazidas pesquisadas, a Figura 13 mostra a posição das amostras no ábaco da classificação MCT, segundo os coeficientes c' e e'.

Figura 13 - Ábaco da sistemática MCT.

Legenda	
1	Mimosa ↑LS
2	Mimosa LS
3	Mimosa ↓LS
4	Diretoria B
5	Araras A
6	Araras B ↑LS
7	Araras B ↓LS
8	Toldo A
9	Toldo B
10	Santa Sé
11	Real B
12	Real A
13	Fernando B
14	Fernando A
15	Gilmar B
16	Gilmar A
17	Smanioto B
18	Smanioto A
19	Diretoria A



Fonte: Autor

3.3 CIMENTO

Foi utilizado o cimento Portland tipo CPII-E 32. A escolha foi realizada, por ser o cimento utilizado pelas construtoras para a duplicação da rodovia BR-163/MS. Este tipo de cimento é dito composto, pois apresenta na sua composição básica outro material. O CP II-E, contém escória granulada de alto-forno, o que lhe confere a propriedade de baixo calor de hidratação. O CP II-E é composto de 56 % a 94 % de clínquer, gesso e 6 % a 34 % de escória, e pode ou não ter adição de material carbonático, no limite máximo de 10 % em massa. A norma brasileira que trata desse tipo de cimento é a NBR 11578 (DO NASCIMENTO, 2009).

3.4 MISTURA (SOLO-CIMENTO)

3.4.1 Procedimento de dosagem

A dosagem é feita a partir da teoria de experimento com misturas (CORNELL, 2002). Após obtidas as dosagens, as análises de resultados foram feitas através do programa Minitab versão 17, sendo este um artifício voltado para fins estatísticos. O procedimento é detalhado seguinte maneira, é definida a região experimental definindo os limites máximos de cada

componente. O solo, devido a umidade ótima obtida nos ensaios de compactação, ficando entre 80% e 91%. Utilizando destes resultados dos ensaios de compactação a água entre 9% e 14% e o cimento entre 0 e 6%. Os valores de restrições utilizados de solo é uma composição entre as quantidades de água e cimento máximos para o limite inferior de solo e quantidades de água, cimento mínimas para o limite superior. A restrição quanto a água foi obtida por meio do ensaio realizado em laboratório fundamentada na NBR 7182:2016 - Solo - Ensaio de compactação, na energia normal e modificada. As restrições do cimento são da ABNT NBR 11798:2012, dosado para emprego como camada de pavimento e também devido a questão econômica.

Definidos os limites dos componentes da mistura, utilizando o modelo ajustado de grau três, são dadas as quantidades de misturas a serem realizadas e todas com duas amostras para cada determinação, pois as réplicas fidelizam a amostragem. Neste caso são dosadas 13 amostras, todas na umidade ótima da mistura, com uma réplica para cada, totalizando 26 misturas por ensaio. As combinações de misturas foram distribuídas de acordo com os limites inferior, médio e superior, de umidade e porcentagem de cimento (Quadro 4).

Quadro 4 - Distribuição das amostras

Materiais		
Solo	Água	Cimento
0,9100	0,0900	0,0000
0,8850	0,1150	0,0000
0,8600	0,1400	0,0000
0,8825	0,1025	0,0150
0,8575	0,1275	0,0150
0,8800	0,0900	0,0300
0,8550	0,1150	0,0300
0,8300	0,1400	0,0300
0,8525	0,1025	0,0450
0,8275	0,1275	0,0450
0,8500	0,0900	0,0600
0,8250	0,1150	0,0600
0,8000	0,1400	0,0600

Fonte: Autor

Após o preparo das amostras são realizados os ensaios de Compressão Simples (RCS), Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT) e Determinação do Módulo de Resiliência (MR).

Com os resultados dos ensaios é ajustado o modelo através da distribuição normal dos resíduos e da análise do Fator de Inflação de Variância (FIV) ou Variance Inflation Factor (VIF). Nesta análise são considerados altos os valores maiores que 5 (SANTANA, et al., 2003), indicam multicolinearidade, aspecto não desejado nesta avaliação. Pois a alta variância dos coeficientes de regressão, indicam instabilidade e mostram-se difíceis de interpretar. Sendo assim, os fatores de Inflação de Variância são classificados como: $VIF=1$, não correlacionados; $1 < VIF < 5$, moderadamente correlacionados e $5 \leq VIF \leq 10$, altamente correlacionados.

Outro aspecto analisado é o R^2 ou coeficiente de determinação, este coeficiente indica em porcentagem de 0 a 100% a capacidade de o modelo explicar os resultados observados. Esta análise é realizada da seguinte maneira, quanto maior o valor do R^2 mais explicativo é o modelo e melhor ele representa a amostra.

A análise das características mecânicas utilizará os mesmos ensaios que foram realizados para o solo *in natura*: CBR – Califórnia Bearing Ratio ou ISC – Índice de Suporte Califórnia, ensaios de módulo de resiliência, compressão simples e compressão diametral.

3.4.2 Moldagem e cura dos corpos de prova

Para os ensaios de CBR utilizou-se os moldes específicos para este tipo de ensaio. Nos ensaios à compressão simples e à diametral, as dimensões dos corpos de prova foram de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Os corpos-de-prova para os ensaios de compressão simples e compressão diametral foram moldados através de compressão estática em três camadas iguais. Os corpos de prova utilizados nos ensaios à compressão simples e à compressão diametral foram moldados em cilindros, conforme mostrado na Figura 14.

Figura 14 - Cilindros utilizados na moldagem dos corpos de prova.



Fonte: Autor

Antes do início da compactação das misturas, procedeu-se a lubrificação dos cilindros com uma pequena quantidade de vaselina para facilitar a posterior extração dos corpos de prova. O controle das espessuras das camadas foi feito através do uso de espaçadores, dividindo as espessuras corretas para cada camada até alcançar a altura total. Após a compactação dos corpos de prova, estes foram extraídos dos cilindros de molde com o auxílio de macacos hidráulicos, conforme apresentado na Figura 15. Posteriormente, foram tomadas medidas das umidades, dimensões e massas para avaliar o grau de compactação, aceitando-se uma variação de $\pm 2\%$ do grau de compactação de 100%.

Figura 15 - Macacos hidráulicos utilizados na desmoldagem dos corpos de prova.



Fonte: Autor

Finalmente os corpos de prova foram submetidos aos processos de cura de 7 e 28 dias. Nesta fase, as amostras foram seladas e envolvidas em papel filme (PVC) para evitar perda de umidade, e submetidas ao processo de cura ao ar livre, em média 27° C, dentro do laboratório de transportes da UFMS.

3.4.3 Ensaios de compressão simples

Os ensaios de compressão simples foram realizados em dois tempos de cura, 7 e 28 dias. Os ensaios foram realizados no laboratório de Transportes da Faculdade de Engenharia da Universidade Federal do Mato Grosso do Sul, seguindo os procedimentos adotados pela NBR 12770/1992 (ABNT, 1992). Foi utilizada a prensa com capacidade de 5.000 kgf do laboratório de transportes da UFMS, apresentada na Figura 16.

Figura 16 - Prensa utilizada para a compactação dos corpos de prova.



Fonte: Autor

3.4.4 Ensaios de compressão diametral

Para determinar a resistência à tração indireta dos materiais de pesquisa foram realizados ensaios de compressão diametral de corpos de prova nos tempos de cura e condições mencionadas no item 3.3.1. Estes ensaios também foram desenvolvidos no Laboratório de transportes da UFMS (LATRAN) com o uso da prensa apresentada anteriormente na Figura 15.

Após registrados os valores de carga de ruptura, o valor da resistência à tração do corpo de prova foi calculado adotando-se a fórmula proposta pela norma NBR 12770/1992 (ABNT, 1992) e descrita pela expressão 1:

$$\sigma_R = \frac{2F}{\pi DH} \quad (1)$$

Onde:

σ_R – resistência à tração, kg/cm²;

F – carga de ruptura, kgf;

D – diâmetro do corpo de prova, cm;

H – altura do corpo de prova, cm.

3.4.5 Índice de suporte Califórnia

Os ensaios de Índice de Suporte Califórnia (Califórnia Bearing Ratio – CBR) foram moldados na umidade ótima e massa específica seca máxima. Os ensaios foram executados no LATRAN/UFMS seguindo os procedimentos adotados na norma DNIT-ME 172/16 (DNIT, 2016).

A expansão foi medida no período em que os corpos de prova encontravam-se imersos na água, com extensômetro de 0,01 mm de precisão. Foram confeccionados e ensaiados 3 corpos de prova para cada composição das misturas com solo *in natura* e para os teores de 3 e 6% de cimento, os corpos de prova foram imersos em água durante 4 dias logo após a moldagem.

Após decorrer o tempo de cura, os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de penetração na prensa conforme ilustra a Figura 17, tendo sido utilizada uma velocidade de carga de 1,27 mm/min.

Figura 17 - Prensa utilizada nos ensaios de CBR.



Fonte: Autor

4 ANÁLISE DOS DADOS

No trabalho foi realizado tratamento estatístico dos dados coletados utilizando a metodologia de superfície de resposta a partir da modelagem numérica experimental em rede Simplex. A avaliação dos resultados foi realizada através das variáveis no modelo cúbico completo, onde serão testadas as caracterizações utilizadas pelo SUCS - Sistema Unificado de Classificação de Solos e a classificação do HRB – Highway Research Board e MCT – Miniatura Compactado Tropical. As características mecânicas dos compósitos serão comparadas com a quantidade de solo, água e cimento.

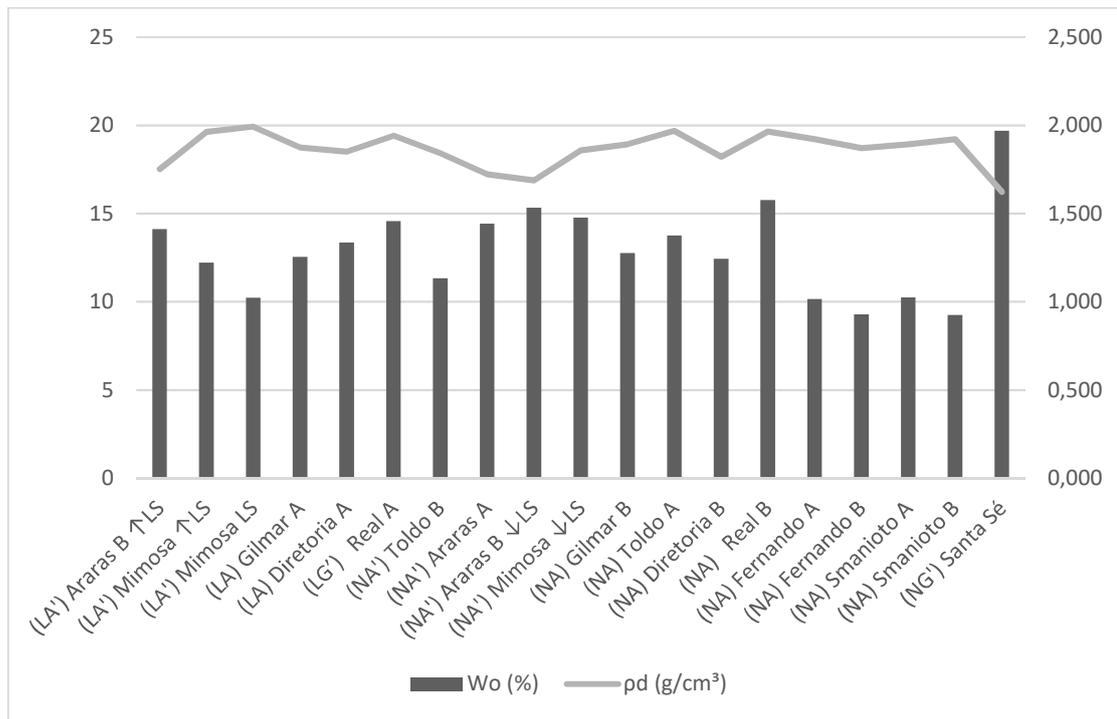
De acordo com o delineamento do experimento, as variações das proporções de cada componente da mistura são interdependentes, porém existe uma relação de dependência entre os três níveis de variáveis explicativas, o solo, a água e o cimento. Sendo assim, a técnica de experimentos que atende estes condicionantes é a técnica de misturas do Cornell, pois é uma solução que possibilita a variabilidade nas proporções de cada componente.

A análise estatística de experimentos com misturas (CORNELL, 2002) avalia o desempenho de todos os elementos, com a possibilidade de criação de modelos matemáticos. Os parâmetros de controle deste estudo para aplicação do procedimento de análise citado anteriormente são: a resistência à compressão simples (RCS - kPa), resistência à tração por compressão diametral (RTCD – kPa), módulo de resiliência à tração por compressão diametral (MR – MPa) e tempo de cura (ΔT - dias).

4.1 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

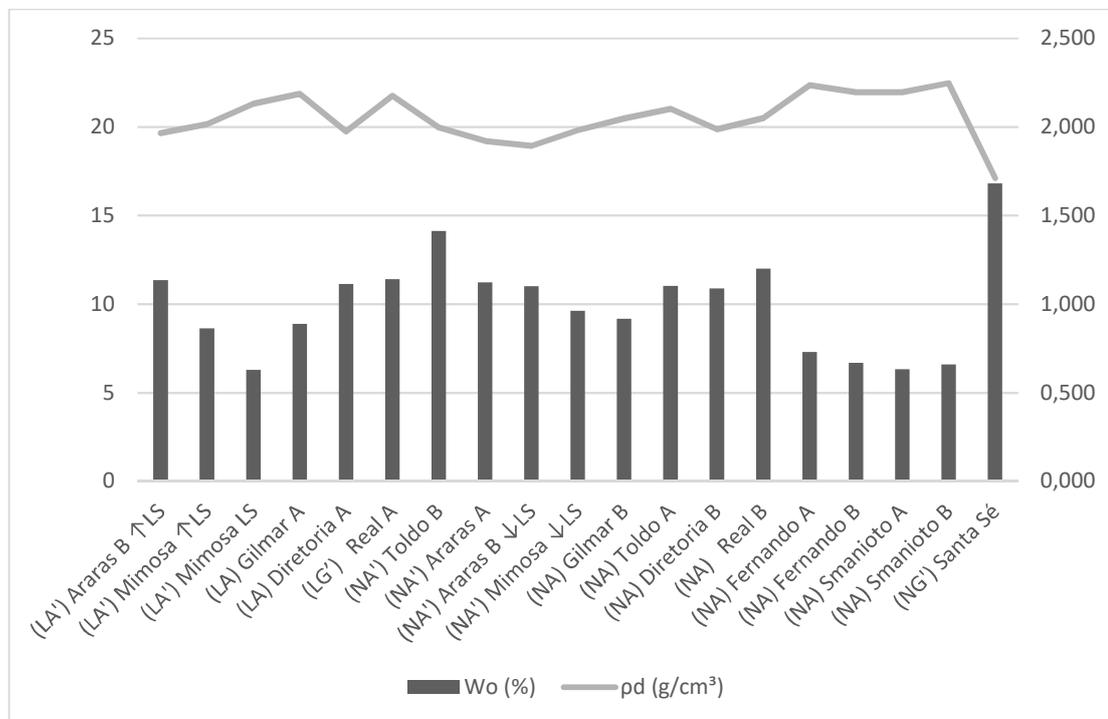
Para as misturas de solo-cimento, realizaram-se ensaios de compactação na energia de Proctor Normal, utilizando-se o solo *in natura* e os teores 3 e 6% de cimento em relação à massa do solo seco. As Figuras 18 e 19 apresentam a variação dos valores de teor ótimo de umidade (W_o) e massa específica seca máxima ($\rho_{dmáx}$) obtidos para solos de comportamento laterítico, como: areia (LA), solo arenoso (LA'), argiloso (LG'); e de comportamento não laterítico, misturas de areias e siltes (NA), areia fina (NA'), solo argiloso (NG'), e diferentes energias de compactação, respectivamente no Proctor Normal e Modificado.

Figura 18 - Umidade e massa específica seca máxima, para energia de compactação do Proctor Normal.



Fonte: Autor

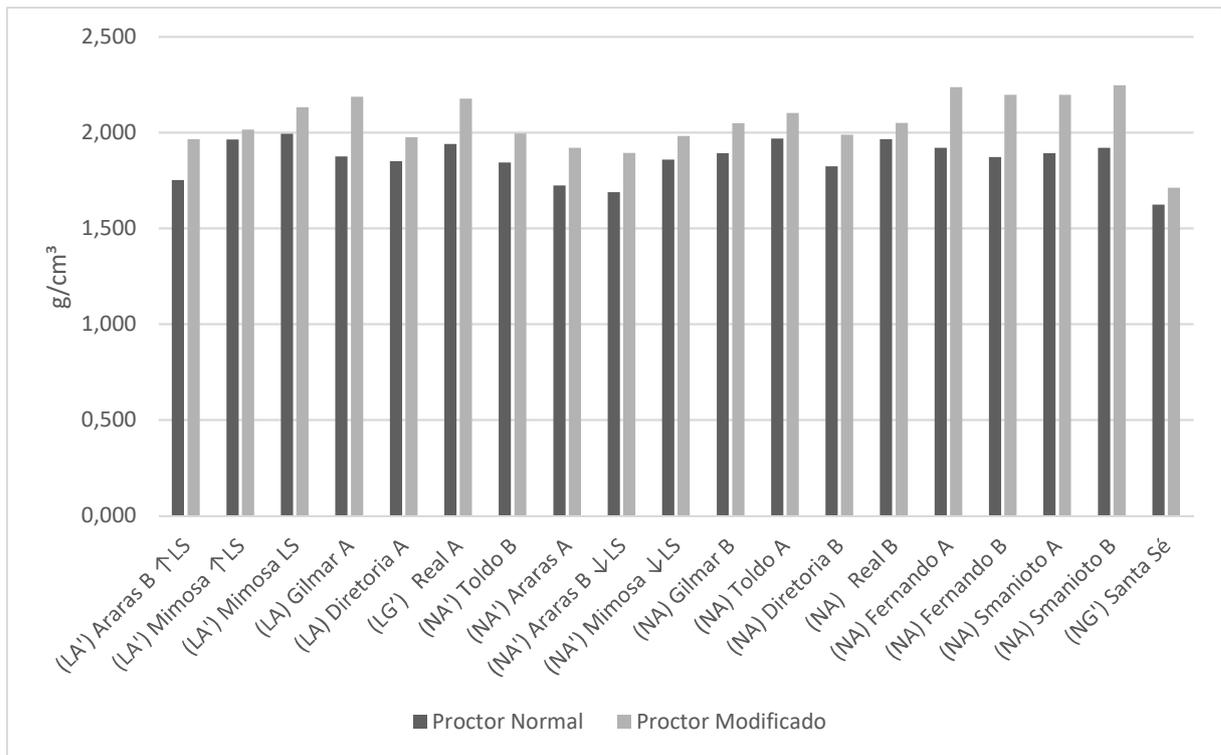
Figura 19 - Umidade e massa específica seca máxima, para energia de compactação do Proctor Modificado.



Fonte: Autor

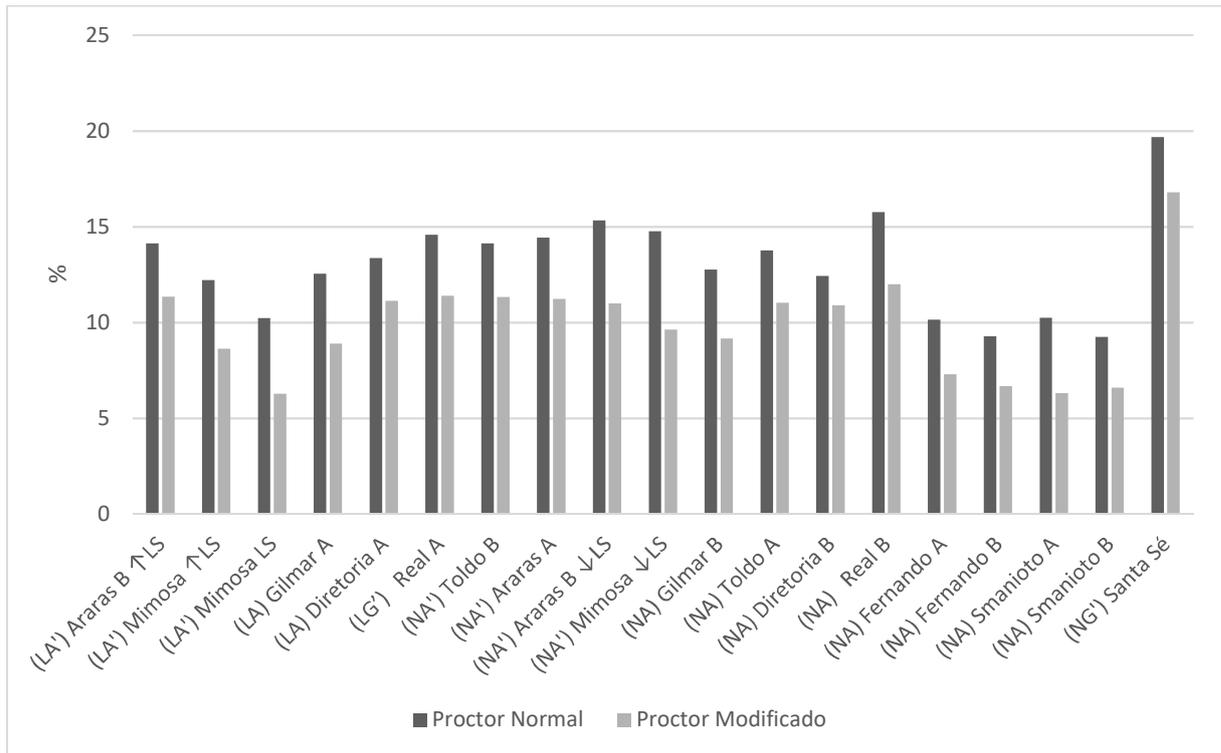
As Figuras 20 e 21 apresentam, respectivamente as variações dos valores de massa específica seca máxima ($\rho_{dm\acute{a}x}$) e o teor ótimo de umidade (W_o), para o solo *in natura*, usando as energias de Proctor Normal e Modificado para compactação.

Figura 20 - Variação da massa específica seca máxima para as energias de compactação Normal e Modificada.



Fonte: Autor

Figura 21 - Variação da umidade ótima para as energias de compactação Normal e Modificada.



Fonte: Autor

Analisando as Figuras 20 e 21, nota-se que há um aumento da massa específica seca máxima ($\rho_{dm\acute{a}x}$) na energia do Proctor Modificado se comparado ao Normal e o contrário acontece com o teor ótimo de umidade (W_o), onde os teores são maiores para energia Normal. Isto ocorre pois se a energia de compactação aumenta, os vazios do material diminuem, baixando as porcentagens de água dentro dos corpos de prova. Comparando-se as médias calculadas entre os solos de características lateríticas e não lateríticas, verificou-se uma pequena variação. Entre os corpos de prova compactados na energia do Proctor normal a diferença da umidade ótima ficou em apenas 1% e para energia do Proctor modificado a diferença foi de 3%. Em relação a massa específica seca máxima a diferença foi um pouco maior, 6% para o Proctor normal e 2% no modificado.

4.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Neste estudo foram realizados ensaios de compressão simples para a avaliação do comportamento das misturas de solo-cimento, pois a resistência obtida neste ensaio é um dos parâmetros mais utilizados para este tipo de análise. Com o intuito de facilitar algumas análises,

os solos foram divididos em dois grupos de classificação, solos finos e solos granulares. Foram considerados como solos granulares os solos, onde sua classificação USCS apresente pedregulhos (GC e GP) ou boa graduação (SW). Todos os solos considerados finos apresentaram a classificação de solos arenosos com finos plásticos (SC).

4.2.1 Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento

Conforme apresentado no Capítulo 3, Materiais e Métodos foram ensaiadas misturas de comportamento não laterítico compostas de areias e siltes (NA), areias (NA') e solo argiloso (NG'); de comportamento laterítico, solo arenoso (LA'), areias (LA), solo argiloso (LG'), *in natura* e estabilizado com 3 e 6% de cimento, variando a energia de compactação entre Normal e Modificada.

Os Tabela 7 e 8 apresentam as resistências a compressão simples das misturas de solo-cimento para dois tempos de cura. Cada valor apresentado é a média aritmética dos resultados do ensaio de 3 corpos de prova.

Tabela 7 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 dias.

Classificação	Jazida	Resistência à Compressão Simples (MPa) - 7 Dias					
		Proctor Normal			Proctor Modificado		
		0%	3%	6%	0%	3%	6%
MCT	% de Cimento						
NA	Toldo A	0	0,1	0,4	0,3	0,4	0,9
NA'	Toldo B	0,2	0,4	0,8	0,5	0,7	1,6
LA	Gilmar A	0,4	1,2	1,7	1,9	2,5	3,5
NA	Gilmar B	0,6	1,3	1,8	1,2	2,1	2,9
LA	Diretoria A	0,4	1,1	2,2	1	2,4	3,9
NA	Diretoria B	0,3	0,5	1,1	0,9	1	1,5
NA'	Araras A	0,3	0,4	1,3	0,6	1,4	2,2
LA'	Araras B ↑LS	0,6	1,3	1,9	1,2	2,2	3,4
NA'	Araras B ↓LS	0,1	0,1	0,3	0,4	0,4	0,7
NG'	Santa Sé	0,1	0,4	0,9	0,4	0,8	1,8
LA'	Mimosa ↑LS	0,5	0,7	1,2	0,8	2,2	3,1
LA'	Mimosa LS	1,1	0,9	1,7	1,4	2,6	4
NA'	Mimosa ↓LS	0,4	0,4	0,6	0,7	0,7	0,9
LG'	Real A	1	1,3	1,8	1,9	2,4	3,3
NA	Real B	0	0,2	1	0,3	0,7	1,6
NA	Smanioto A	0,5	1,2	1,8	1,6	2,1	2,8
NA	Smanioto B	0,4	0,8	1,5	1,4	1,9	2,2
NA	Fernando A	0,5	1,1	1,7	1,9	2,2	3,4
NA	Fernando B	0,4	0,9	1,6	1,6	1,4	2,2

Fonte: Autor

Tabela 8 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 28 dias.

Classificação	Jazida	Resistência à Compressão Simples (MPa) - 28 Dias					
		Proctor Normal			Proctor Modificado		
		0%	3%	6%	0%	3%	6%
MCT	% de Cimento						
NA	Toldo A	0	0,2	0,6	0,2	0,4	1,1
NA'	Toldo B	0,2	0,5	1,1	0,4	0,9	2,2
LA	Gilmar A	0,3	1,4	2,2	1,7	3,7	6,1
NA	Gilmar B	0,7	1,6	2,5	1,4	3,2	6,6
LA	Diretoria A	0,5	1,6	2,7	1,2	3,2	7,6
NA	Diretoria B	0,4	0,7	1,4	0,8	1,3	2,1
NA'	Araras A	0,2	0,6	1,7	0,5	1,7	3,0
LA'	Araras B ↑LS	0,7	1,5	2,3	1,3	2,5	6,4
NA'	Araras B ↓LS	0,2	0,3	0,5	0,4	0,5	0,9
NG'	Santa Sé	0,2	0,6	1,3	0,4	1,2	2,3
LA'	Mimosa ↑LS	0,60	1,1	2,3	0,8	3,6	6,3
LA'	Mimosa LS	1	1,7	2,5	1,5	4,7	7,5
NA'	Mimosa ↓LS	0,3	0,5	0,7	0,6	0,9	1,2
LG'	Real A	1,1	1,6	2,3	2,1	3,3	5,5
NA	Real B	0	0,4	1,3	0,2	0,9	1,9
NA	Smanioto A	0,6	1,5	2,4	1,8	4,5	6,4
NA	Smanioto B	0,5	1,3	2,4	1,3	3,3	6,7
NA	Fernando A	0,6	1,5	2,6	1,8	3,7	6,4
NA	Fernando B	0,5	1,2	2,2	1,7	2,5	5,5

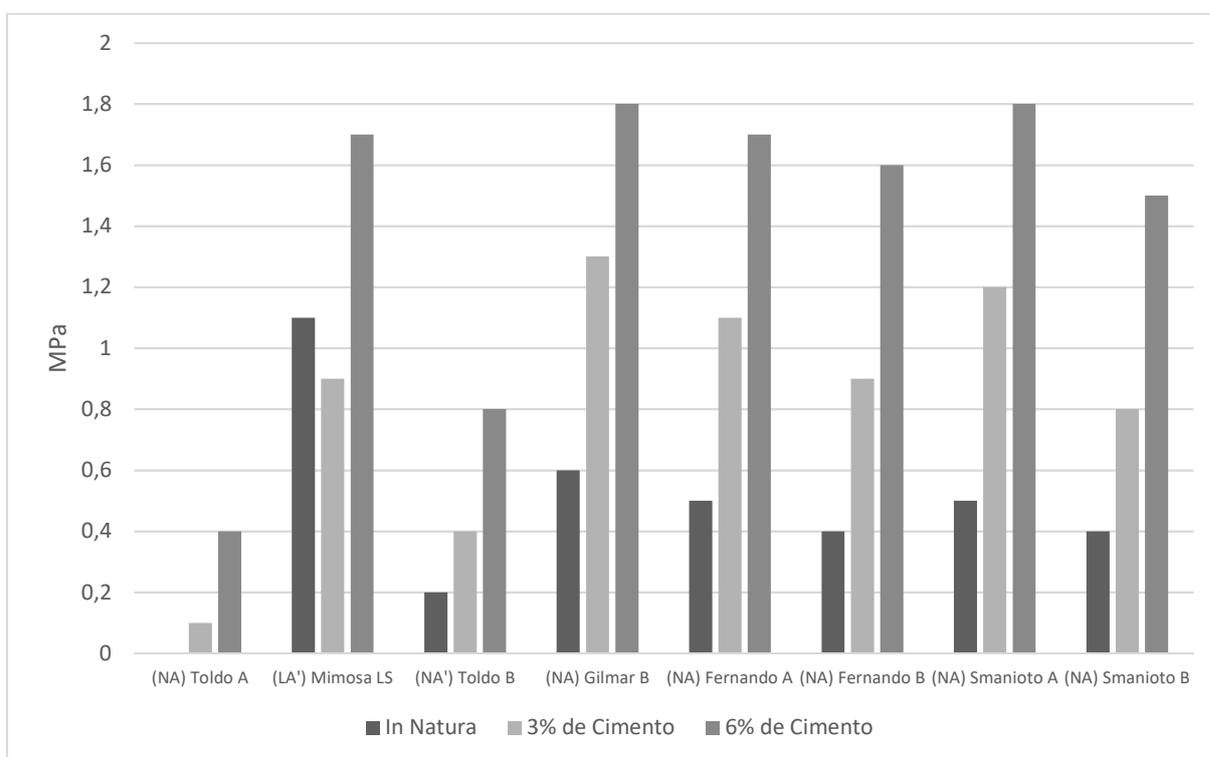
Fonte: Autor

4.2.1.1 Solos granulares

4.2.1.1.1 Influência do comportamento laterítico

As Figuras 22 e 23 mostram respectivamente, a variação da resistência à compressão simples (RCS), para os corpos de prova ensaiados na energia Normal e Modificada, em função do teor de cimento e o tempo de cura para os solos granulares (USCS – GC, GP e SW).

Figura 22 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor normal.

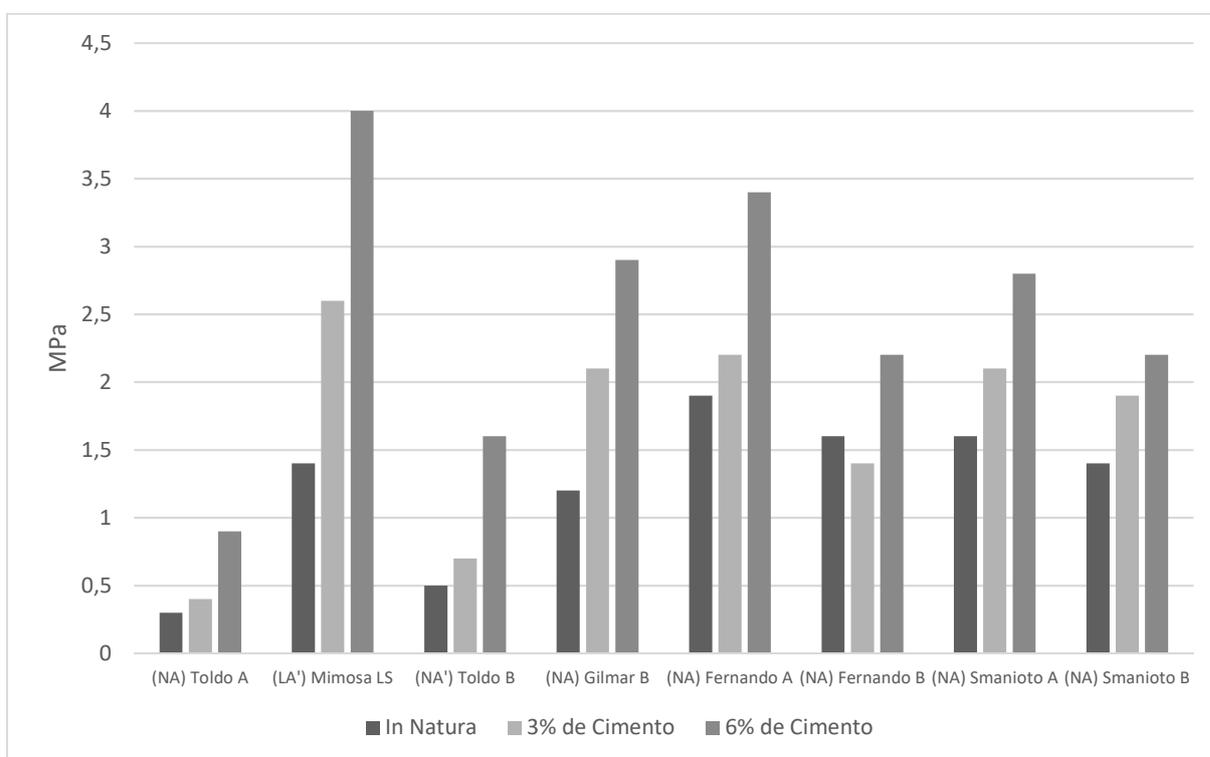


Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 22 e avaliando os valores das RCS compactado na energia do Proctor Normal da Tabela 8 observou-se que exceto no solo de comportamento laterítico, houve uma evolução da resistência das misturas de solo-cimento para o solo *in natura*. Comparando-se os valores de RCS entre os diferentes tipos de solo *in natura*, observa-se que o solo arenoso de comportamento laterítico (LA') apresentou maior resistência, 196% maior do que a média dos solos de comportamento não laterítico.

Estes resultados são semelhantes aos relatados por Pinto, Boscov, & Moura (1991) que mostra os desempenhos de misturas de solo-cimento de comportamento laterítico apresentando valores crescentes com o aumento do teor de cimento. Entretanto, deve-se salientar que nesta pesquisa constatou-se que para condição dos corpos de prova ensaiados com o solo denominado *in natura*, a resistência do solo de comportamento laterítico apresentou maior valor apenas nesta condição, já os solos de comportamento não laterítico obtiveram maiores ganhos com o incremento de cimento.

Figura 23 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor modificado.



Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 23 e tomando-se os valores das RCS compactado na energia do Proctor Modificado da Tabela 7, observou-se a evolução da resistência das misturas de solo-cimento para o solo in natura e todos os teores de cimento, onde para cada incremento de cimento na mistura houve acréscimo de resistência. Comparando os valores de RCS do solo arenoso de comportamento laterítico (LA') para os diferentes tipos de teor de cimento com a média de RCS calculada a partir dos teores de cimento avaliados, observa-se um ganho de resistência de 86% e 186%, respectivamente para 3 e 6% de cimento. No entanto a média entre os solos de comportamento não laterítico o ganho foi de 27% e 88% respectivamente. Observou-se que as misturas compactadas na energia do Proctor modificado apresentaram valores muito maiores do que no Proctor normal.

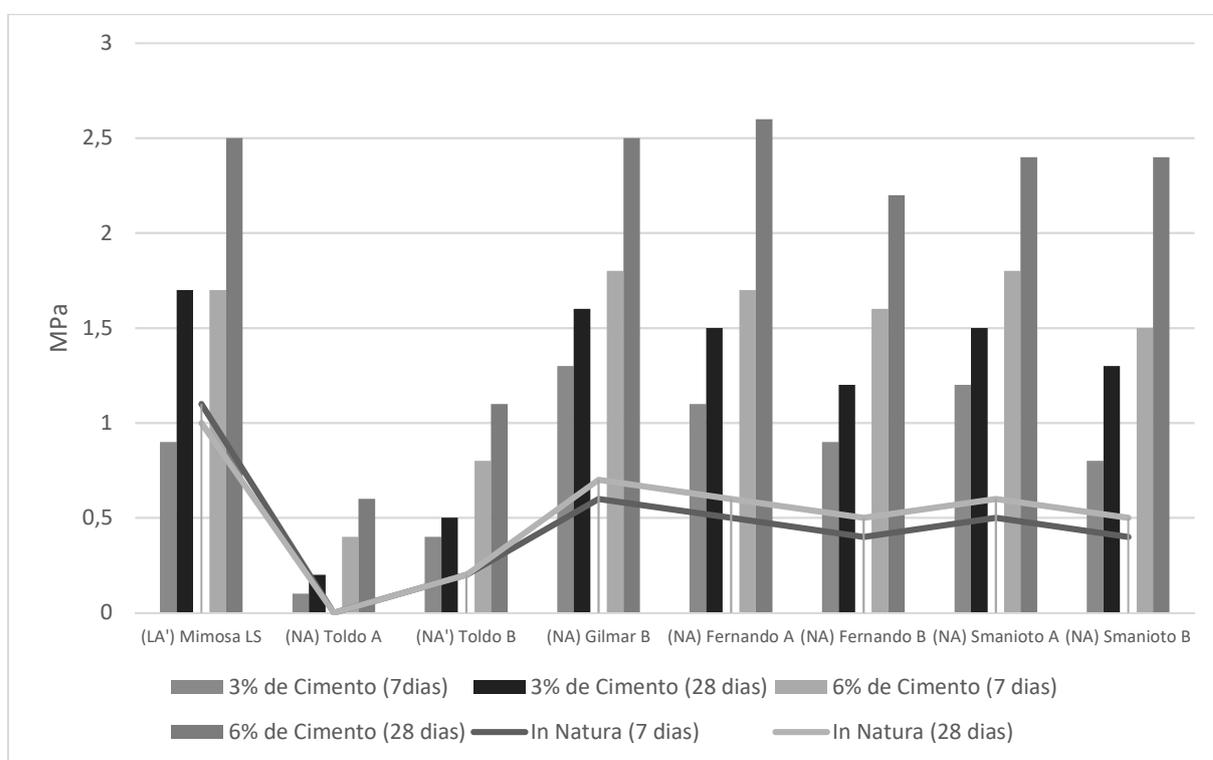
Analisando-se os resultados obtidos para os ensaios em ambas energias, conclui-se que o efeito de ganho de resistência destaca-se, para solos granulares, nos corpos de prova com comportamento laterítico. Sendo que a energia de compactação é parâmetro de importância

fundamental no aumento de resistência. O incremento de cimento, na maioria dos casos, reflete no aumento da RCS independente da energia de compactação.

4.2.1.1.2 O efeito do tempo de cura

A Figura 24 mostra a variação da resistência à compressão simples, para corpos de prova ensaiados na energia de compactação Proctor normal, em função do teor de cimento e o tempo de cura para os solos granulares de comportamento laterítico e não laterítico.

Figura 24 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor normal.



Fonte: Autor

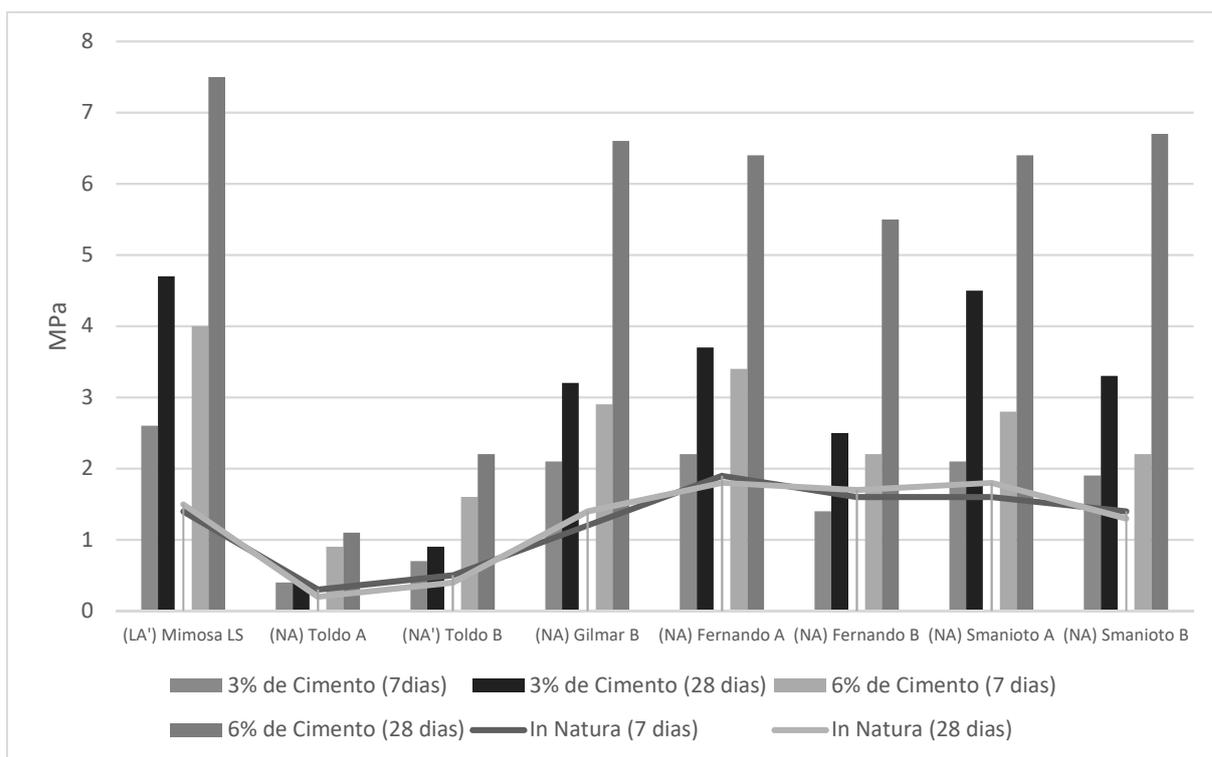
Analisando-se a Figura 24 e tomando-se os valores das RCS com tempo de cura de 7 e 28 dias das Tabelas 7 e 8, observou-se que há um aumento nos valores da RCS para maiores tempos de cura das misturas, exceto para os solos *in natura* onde não existe a reação do cimento.

Comparando-se os ganhos de resistência obtidos com o aumento de tempo de cura nas misturas, observa-se que o efeito é maior quando os teores de cimentos são maiores. Tomando-se as resistências médias calculadas considerando os diferentes tipos de solo, tem-se que o

ganho para a mistura dosada no tempo de cura de 28 dias é de 42% e 44% maior do que no tempo de cura de 7 dias, no teor de cimento de 3 e 6% respectivamente.

A Figura 25 mostra a variação da resistência à compressão simples, para corpos de prova ensaiados na energia de compactação do Proctor modificado, em função do teor do cimento e o tempo de cura para os solos granulares de comportamento laterítico e não laterítico.

Figura 25 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor modificado.



Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 25 e tomando-se os valores das RCS com tempo de cura de 7 e 28 dias das Tabelas 7 e 8, observou-se uma evolução nas resistências das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura.

Para o intervalo de 7 e 28 dias de cura, observou-se que os solos *in natura* pouco sofreram alterações. Destaca-se que para o solo arenoso de comportamento laterítico (LA') da jazida Mimososa coletado na linha dos seixos, quando compactados na energia do Proctor modificado, as misturas de 3 e 6% de cimento apresentaram valores muito superiores de resistência em comparação com os solos de comportamento não laterítico.

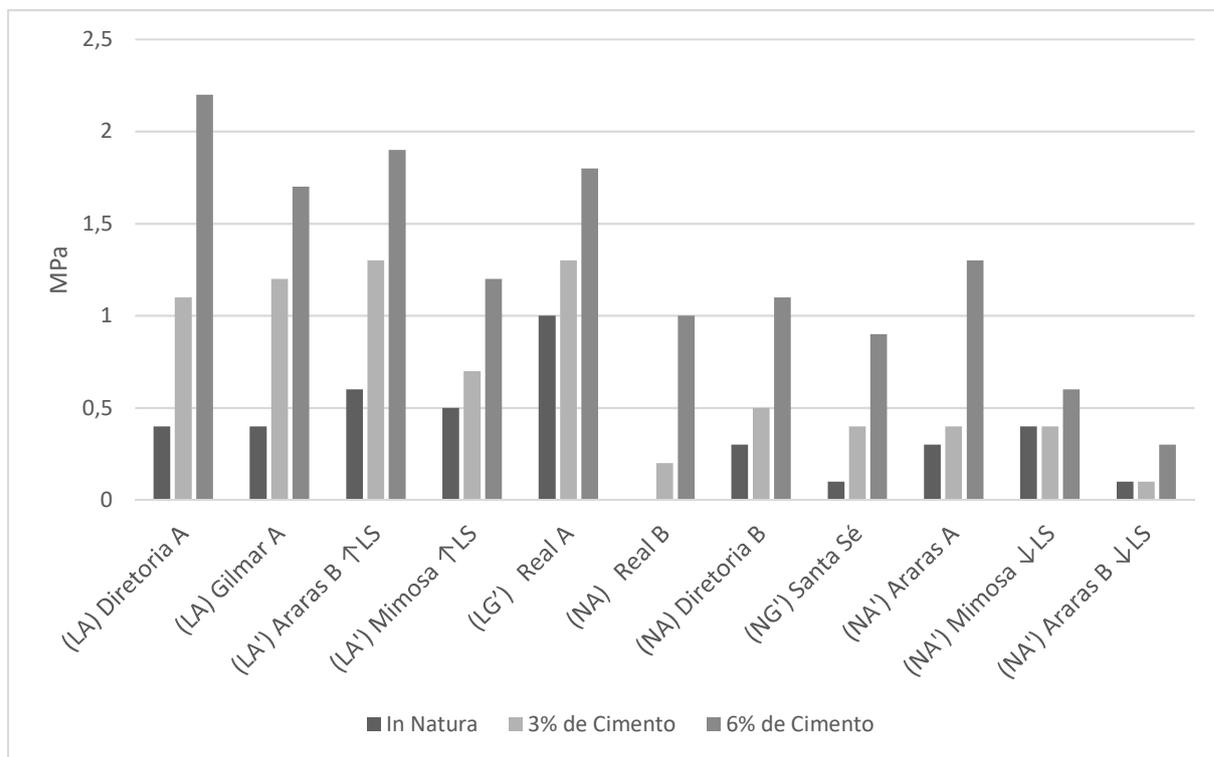
Ainda nesta Figura, nota-se que para o intervalo de 7 a 28 dias de cura acontecem ganhos de resistência dos solos misturados com o teor de 6% de cimento e é neste intervalo onde ocorre maior proporção de ganho em relação ao tempo de cura. Para os teores de incremento de cimento na proporção 3% existe ganho de resistência, porém não nas mesmas proporções das misturas com 6%.

4.2.1.2 Solos finos

4.2.1.2.1 Influência do comportamento laterítico

As Figuras 26 e 27 mostram respectivamente, mostram a variação da resistência à compressão simples (RCS), para os corpos de prova ensaiados na energia Normal e Modificada, em função do teor de cimento e o tempo de cura para os solos finos (USCS – SC).

Figura 26 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor normal.

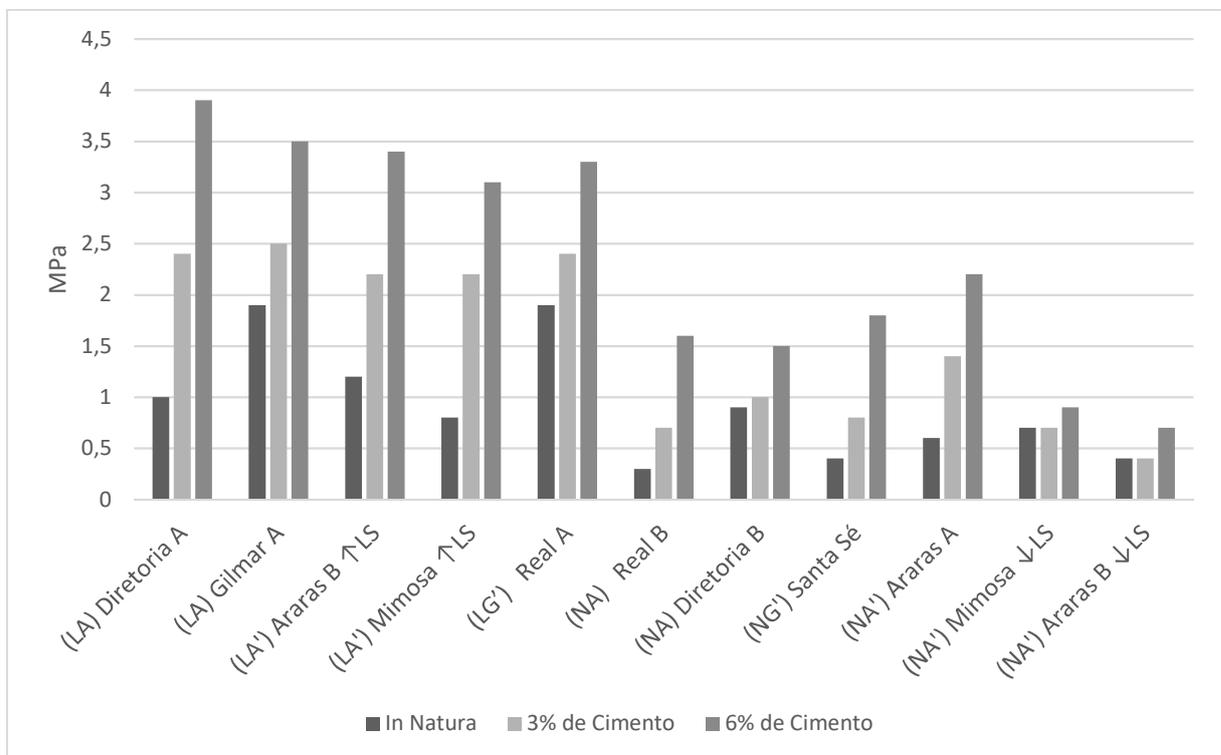


Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 26 e avaliando os valores das RCS compactado na energia do Proctor Normal da Tabela 7 observou-se a evolução de resistência das misturas de solo-cimento, onde os teores de cimento de 3 e 6% apresentaram maior ganho nos solos de comportamento laterítico. Comparando-se as médias de valores de RCS dos solos de comportamento laterítico para energia de compactação mencionada anteriormente com as médias de RCS calculadas entre os solos não lateríticos, os solos lateríticos apresentam valores de resistência muito maiores em relação aos não lateríticos em torno de 190%, 236% e 103%, respectivamente entre os solos *in natura*, com 3 e 6% de cimento.

Ainda nesta Figura nota-se que para o teor de 6% os incrementos de resistência apresentam valores ainda mais significativos se comparados com os teores de 3%. Comparando-se a média dos valores de RCS *in natura* para todas as misturas com o teor de cimento de 3%, há um aumento de resistência de 93% e 67%, respectivamente para solos lateríticos e não lateríticos.

Figura 27 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor modificado.



Fonte: Autor

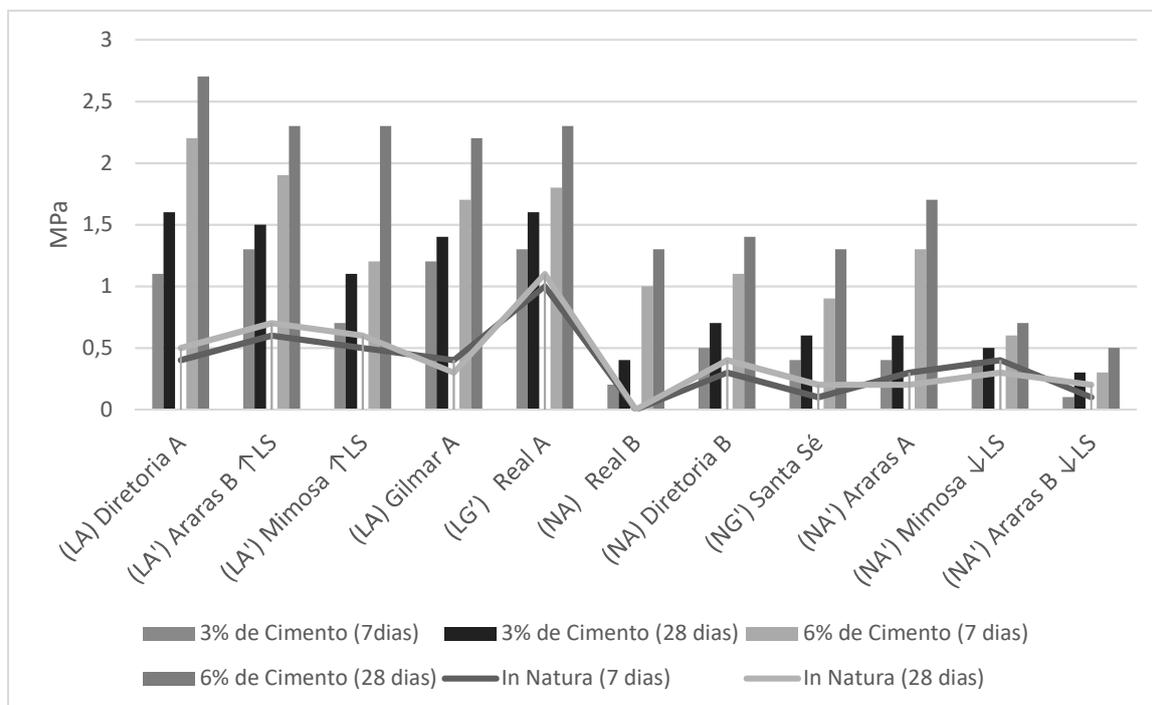
Analisando-se a Figura 27 e tomando-se os valores das RCS compactado na energia do Proctor Modificado da Tabela 7, observou-se que o comportamento da variação da RCS repete o mesmo padrão já observado para misturas de solo-cimento ensaiadas na mesma condição (Figura 26), com exceção da energia da compactação, onde observou-se um aumento na resistência para todos os solos *in natura* e para os teores de cimento de 3 e 6%.

Comparando-se os ganhos de resistência obtidos com a adição de cimento, observa-se novamente que os ganhos nos solos de comportamento laterítico são maiores. Tomando-se as resistências médias calculadas considerando todos os solos, tem-se que a diferença das resistências para os solos lateríticos é 147%, 181% e 137% maior, respectivamente para solos *in natura*, e teor de 3 e 6% de cimento.

4.2.1.2.2 O efeito do tempo de cura

A Figura 28 apresenta os valores da RCS, para os corpos de prova ensaiados na energia de compactação do Proctor normal, em função do teor de cimento e o tempo de cura para os solos finos de comportamento laterítico e não laterítico.

Figura 28 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor normal.

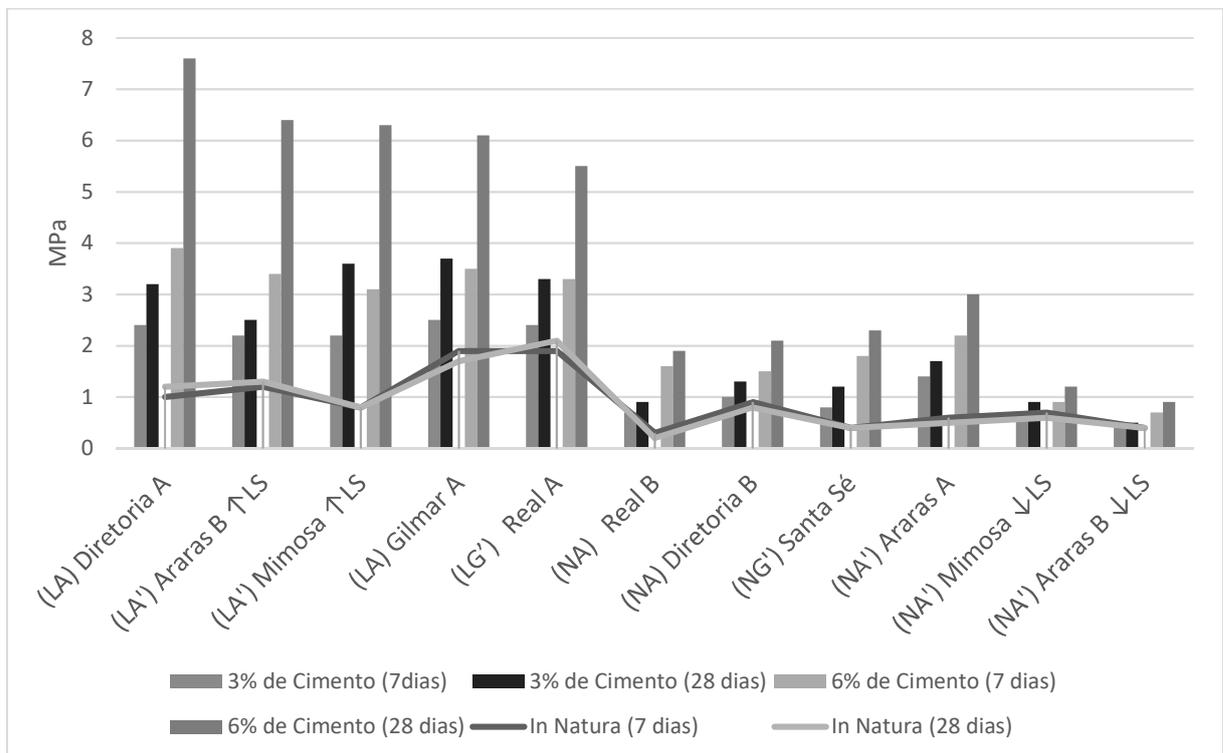


Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 28 e tomando-se os valores das RCS com tempo de cura de 7 e 28 dias das Tabelas 7 e 8, observou-se a evolução da resistência das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura. Para os solos *in natura*, não significativa diferença da RCS em relação ao seu tempo de cura. Tomando-se a média dos valores de resistência das misturas com cimento no intervalo de 7 e 28 dias, observa-se que há um ganho de resistência de 36 e 34%, respectivamente para 3 e 6% de cimento na mistura. Ainda nesta condição observa-se que os solos de comportamento laterítico apresentaram valores maiores para os solos *in natura* e para todos os teores de cimento.

A Figura 29 mostra a variação da resistência à compressão simples, para os corpos de prova ensaiados na energia de compactação do Proctor modificado, em função do tempo de cura e do teor de cimento para os solos finos.

Figura 29 - Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor modificado.



Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 29 e tomando-se os valores das RCS com tempo de cura de 7 e 28 dias das Tabelas 7 e 8, observou-se uma evolução nas resistências das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura e este comportamento é similar ao observado anteriormente na energia do Proctor normal (Figura 28) nos tempos de cura de 7 e 28 dias para os solos *in natura* e os teores de 3 e 6%, entretanto observa-se que os valores apresentam valores significativamente maiores do que os compactados na energia de Proctor normal.

Ainda nesta situação, observou-se que os solos de comportamento laterítico nos teores de 3 e 6% de cimento apresentam valores maiores em todos os tempos de cura. Também nesta situação destaca-se que para os teores de 6% de cimento, observou-se um grande o ganho de resistência de 7 para 28 dias.

4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os resultados dos ensaios de compressão diametral forneceram subsídios para avaliar o comportamento das misturas de solo-cimento no tocante à resistência à tração indireta, considerando a influência do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo incorporado na mistura.

4.3.1 Resistência à tração por compressão diametral (RT)

Conforme apresentado no Capítulo 3, Materiais e Métodos foram ensaiadas misturas de comportamento não laterítico compostas de areias e siltes (NA), areias (NA') e solo argiloso (NG'); de comportamento laterítico, solo arenoso (LA'), areias (LA), solo argiloso (LG'), *in natura* e estabilizado com 3 e 6% de cimento, variando a energia de compactação entre Normal e Modificada.

As Tabelas 9 e 10 apresentam a resistência à tração indireta dos solos *in natura* e das misturas de solo-cimento para os dois teores de cimento (3 e 6%), dois tempos de cura (7 e 28 dias) e 19 solos (LA', LA, LG, NA', NA e NG) de 10 diferentes jazidas. Cada valor apresentado é a média aritmética dos resultados do ensaio de 3 corpos de prova.

Tabela 9 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento, compactadas na energia do Proctor Normal.

Resistência à tração por compressão diametral (MPa)						
Proctor Normal						
Jazidas	<i>In Natura</i> (7 dias)	<i>In Natura</i> (28 dias)	3% de Cimento (7 dias)	3% de Cimento (28 dias)	6% de Cimento (7 dias)	6% de Cimento (28 dias)
(LA') Mimosa LS	0,04	0,5	0,15	0,3	0,4	0,6
(NA) Toldo A	0,04	0,06	0,08	0,12	0,17	0,22
(NA') Toldo B	0,05	0,07	0,09	0,14	0,25	0,27
(NA) Gilmar B	0,06	0,09	0,12	0,21	0,3	0,45
(NA) Fernando A	0,11	0,11	0,31	0,4	0,65	0,77
(NA) Fernando B	0,1	0,1	0,23	0,35	0,34	0,55
(NA) Smanioto A	0,1	0,11	0,13	0,19	0,26	0,36
(NA) Smanioto B	0,09	0,1	0,19	0,23	0,29	0,55
(LA') Araras B ↑LS	0,12	0,15	0,19	0,25	0,35	0,5
(LA') Mimosa ↑LS	0,05	0,04	0,1	0,2	0,3	0,5
(LA) Diretoria A	0,13	0,12	0,2	0,26	0,27	0,35
(LA) Gilmar A	0,05	0,06	0,18	0,23	0,25	0,38
(LG') Real A	0,11	0,11	0,16	0,22	0,24	0,38
(NA) Real B	0,05	0,03	0,09	0,12	0,17	0,21
(NA) Diretoria B	0,05	0,05	0,13	0,13	0,27	0,35
(NG') Santa Sé	0,08	0,04	0,14	0,23	0,15	0,42
(NA') Araras A	0,09	0,06	0,15	0,15	0,25	0,27
(NA') Mimosa ↓LS	0,04	0,03	0,06	0,07	0,1	0,12
(NA') Araras B ↓LS	0,03	0,05	0,07	0,07	0,11	0,14

Fonte: Autor

Tabela 10 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento, compactadas na energia do Proctor Modificado.

Resistência à tração por compressão diametral (MPa)						
Proctor Modificado						
Jazidas	<i>In Natura</i> (7 dias)	<i>In Natura</i> (28 dias)	3% de Cimento (7 dias)	3% de Cimento (28 dias)	6% de Cimento (7 dias)	6% de Cimento (28 dias)
(LA') Mimosa LS	0,08	0,1	0,3	0,4	0,65	0,8
(NA) Toldo A	0,08	0,1	0,13	0,2	0,23	0,3
(NA') Toldo B	0,09	0,1	0,12	0,2	0,32	0,4
(NA) Gilmar B	0,12	0,15	0,19	0,3	0,43	0,6
(NA) Fernando A	0,22	0,2	0,43	0,7	0,85	1,1
(NA) Fernando B	0,19	0,2	0,33	0,6	0,64	0,9
(NA) Smanioto A	0,14	0,16	0,22	0,3	0,38	0,6
(NA) Smanioto B	0,15	0,15	0,26	0,34	0,43	0,7
(LA') Araras B ↑LS	0,18	0,2	0,35	0,5	0,6	0,8
(LA') Mimosa ↑LS	0,1	0,1	0,2	0,4	0,45	0,7
(LA) Diretoria A	0,19	0,2	0,35	0,5	0,41	0,7
(LA) Gilmar A	0,11	0,1	0,29	0,35	0,42	0,5
(LG') Real A	0,16	0,15	0,28	0,4	0,42	0,5
(NA) Real B	0,09	0,08	0,13	0,2	0,21	0,3
(NA) Diretoria B	0,09	0,1	0,23	0,3	0,35	0,5
(NG') Santa Sé	0,12	0,1	0,27	0,4	0,43	0,6
(NA') Araras A	0,11	0,1	0,25	0,3	0,33	0,4
(NA') Mimosa ↓LS	0,06	0,05	0,08	0,1	0,13	0,2
(NA') Araras B ↓LS	0,09	0,1	0,1	0,1	0,13	0,2

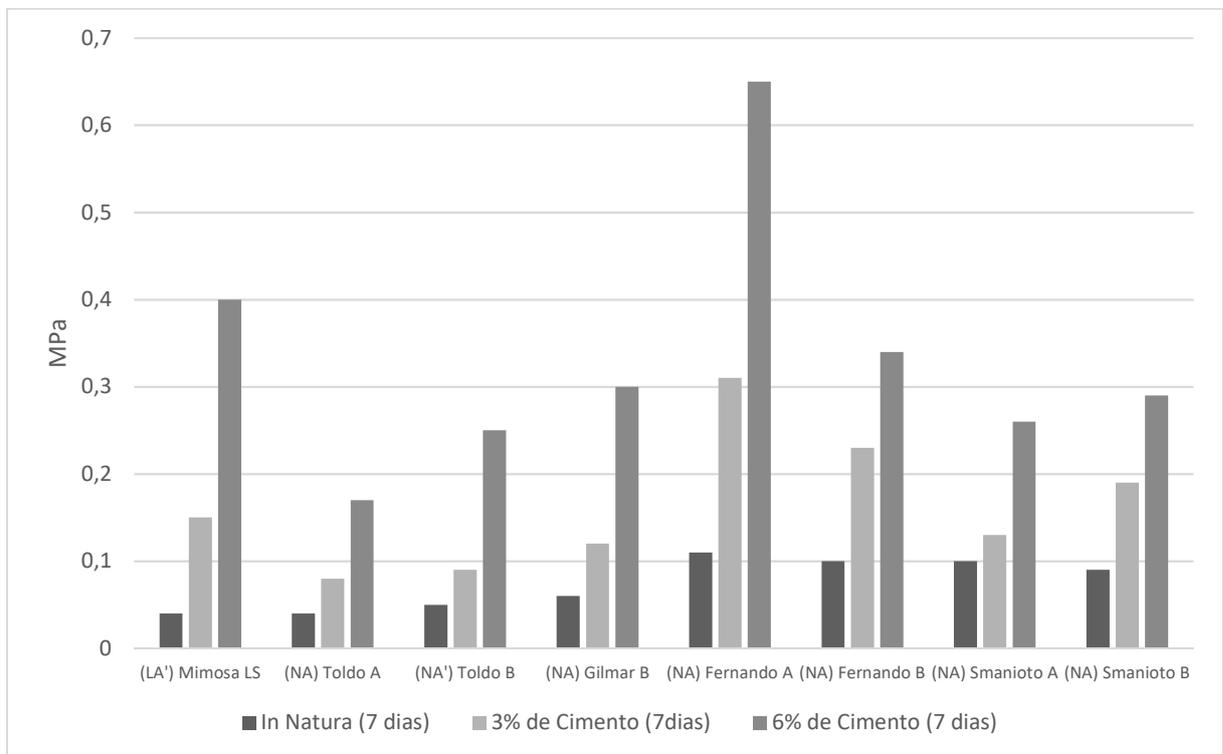
Fonte: Autor

4.3.1.1 Solos granulares

4.3.1.1.1 Influência do comportamento laterítico

As Figuras 30 e 31 apresentam respectivamente, a variação da resistência à tração por compressão diametral (RT), para os corpos de prova ensaiados na energia Normal e Modificada, em função do teor de cimento e o tempo de cura para os solos granulares (USCS – GC, GP e SW).

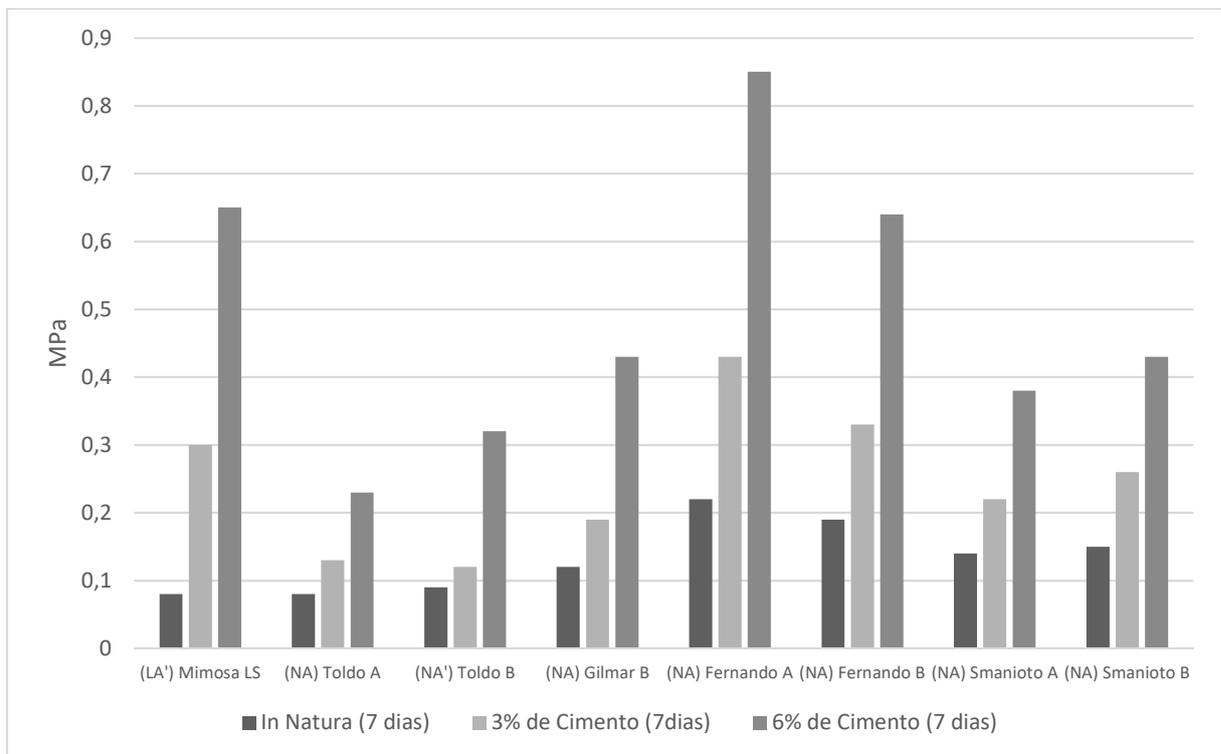
Figura 30 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor normal.



Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 30 e tomando-se os valores das RT na energia de compactação do Proctor Normal da Tabela 9, observou-se a evolução da resistência das misturas de solo-cimento em comparação ao solo *in natura*, onde para todos os teores de cimento houve aumento de resistência com o acréscimo de cimento na mistura, sendo este aumento mais significativo nos teores de 6%. Comparando-se os valores de RT dos solos *in natura* entre os diferentes tipos de solo, observa-se que não há grande diferença entre eles, com o desvio padrão dos valores sendo igual a 0,029 MPa. Ainda nesta condição observou-se que a resistência obtida para o solo arenoso laterítico (LA') com 6% de cimento foi a segunda maior entre os classificados como granulares.

Figura 31 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor modificado.



Fonte: Autor

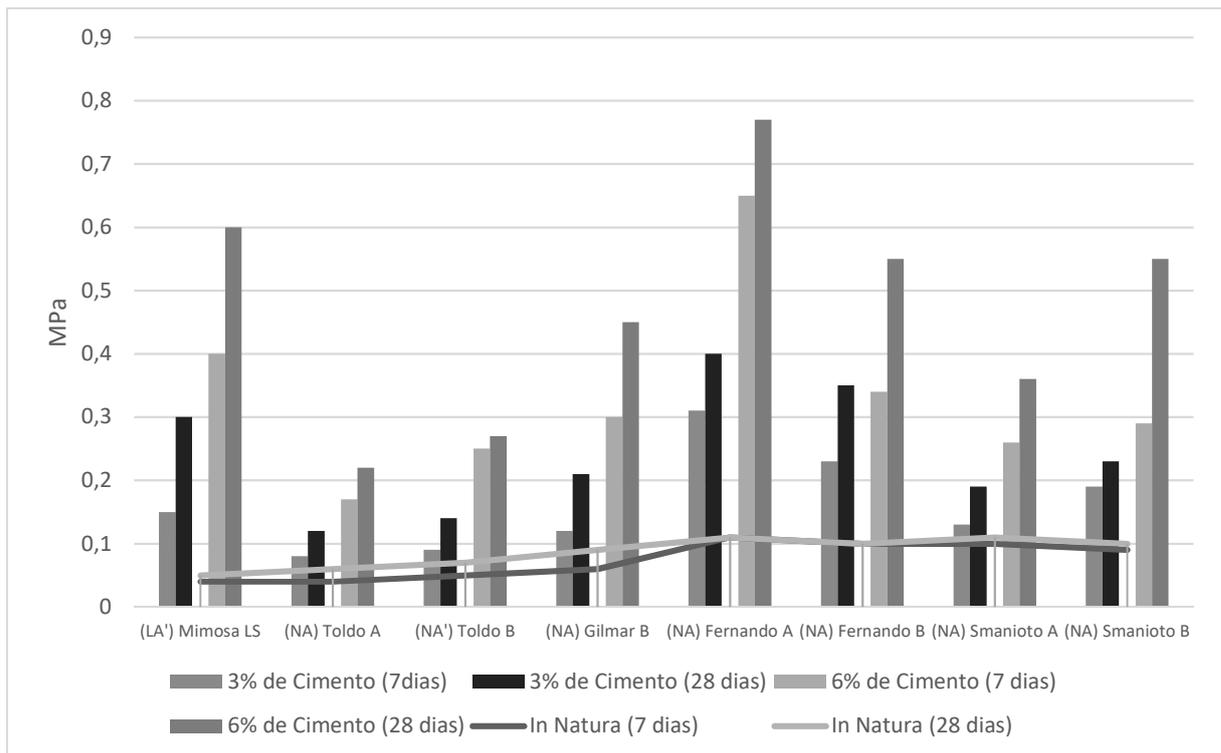
Analisando-se a Figura 31 e tomando-se os valores das RT na energia de compactação do Proctor modificado, observou-se a evolução da resistência das misturas de solo-cimento para o solo *in natura* e todos os teores de cimento, onde para cada acréscimo de cimento na mistura correspondeu a um ganho na RT. Comparando-se os valores de RT do solo *in natura* para as diferentes jazidas a partir da energia de compactação do Proctor modificado, observam-se que o desvio padrão calculado é 77% maior se comparado com a energia do Proctor normal.

Observou-se que a mistura do solo arenoso de comportamento laterítico (LA') com 6 % de cimento apresentou novamente o segundo maior valor de RT para energia de compactação do Proctor modificado. Ainda nesta condição também se observou, que para os teores de cimento 3 e 6%, o ganho comparado ao solo *in natura* para o solo de comportamento laterítico foi respectivamente de 275 e 900%.

4.3.1.1.2 O efeito do tempo de cura

A Figura 32 mostra a variação da resistência à tração por compressão diametral, para corpos de prova ensaiados na energia de compactação do Proctor normal, em função do teor de cimento e o tempo de cura para os solos granulares de comportamento laterítico e não laterítico.

Figura 32 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor normal.



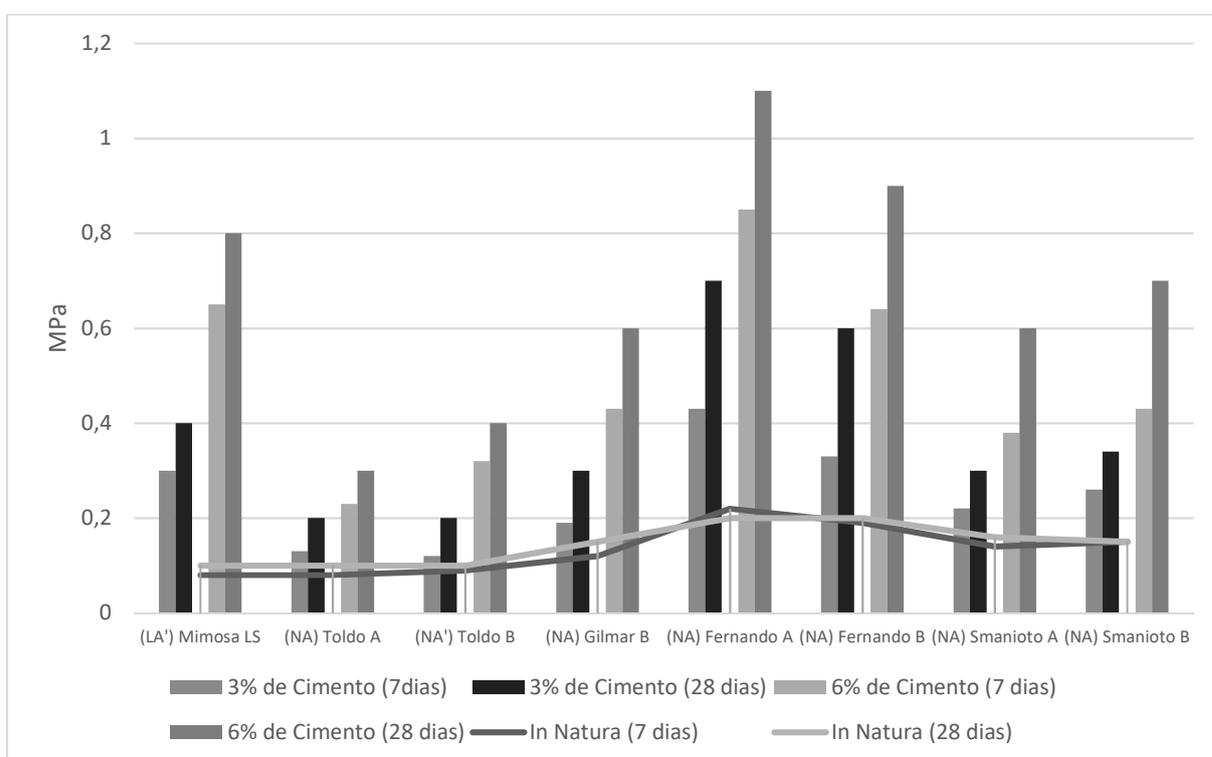
Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 32 e tomando-se os valores das RT na energia de compactação do Proctor normal da Tabela 9, observou-se a evolução da resistência das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura para 3 e 6% de cimento. Para o solo *in natura* e todos misturas com cimento, a RT cresce significativamente com o aumento do tempo de cura. Tomando-se a média dos valores de resistência dos solos de comportamento não laterítico para 6% de cimento, observa-se que para 28 dias a resistência é 40% maior que as resistências obtidas para 7 dias. As misturas sem adição de cimento, solo *in natura* apresentaram comportamento similares, entretanto para as misturas de 3 e 6% de cimento o tempo de cura é

fator determinante para o aumento das resistências. Observa-se que aos 28 dias, o aumento é de 100% da resistência obtida para 7 dias, para 3% de cimento.

A Figura 33 mostra a variação da resistência à tração por compressão diametral, para corpos de prova ensaiados na energia de compactação do Proctor modificado, em função do teor de cimento e o tempo de cura para os solos granulares de comportamento laterítico e não laterítico.

Figura 33 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos granulares, compactadas com a energia do Proctor modificado.



Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 33 e tomando-se os valores das RT na energia de compactação do Proctor modificado da Tabela 10, observou-se a evolução da resistência das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura para 3 e 6% de cimento. Observou-se que para todos os tempos de cura acontecem ganhos de resistência para as misturas com cimento, sendo que o solo de comportamento laterítico apresentou melhora significativa com o incremento de 6% de cimento. Tomando-se a média dos valores dos solos de comportamento não laterítico para 3% de cimento, observa-se que para 28 dias a resistência é 57% maior que que a resistência obtida

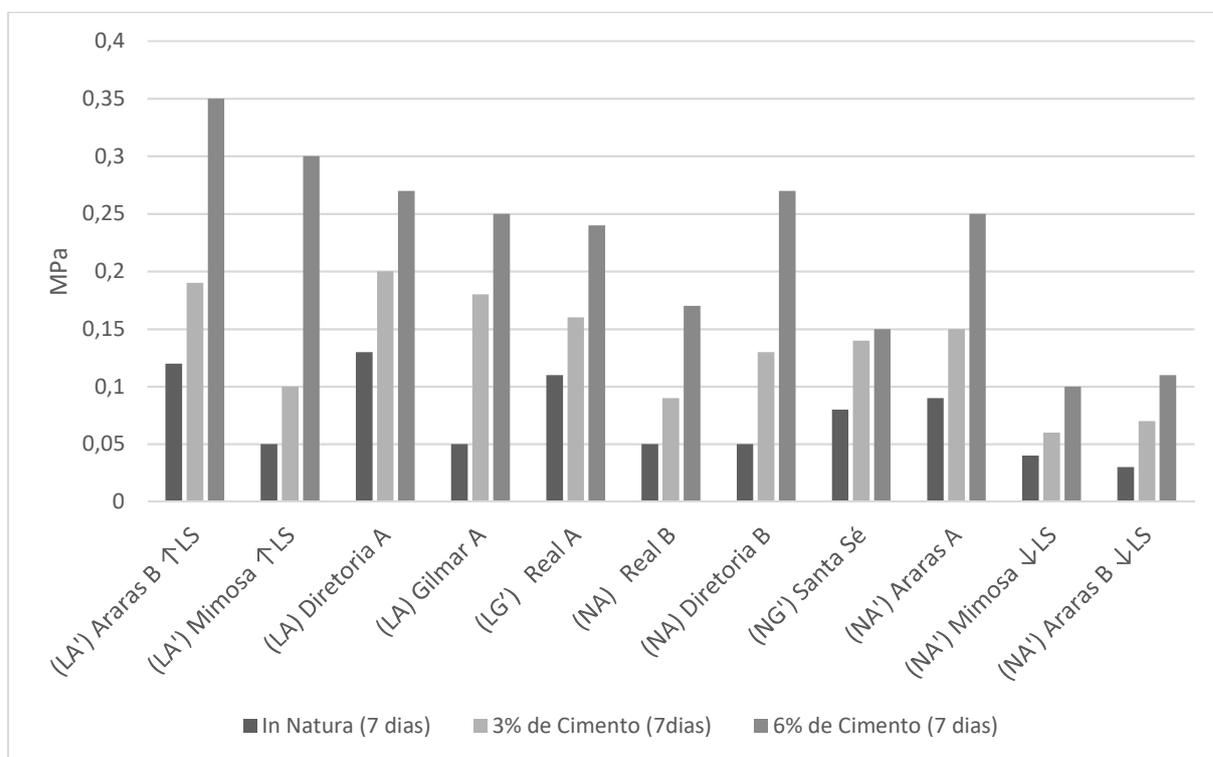
para 7 dias, valor 17% maior do que o apresentado na energia de compactação do Proctor normal.

4.3.1.2 Solos finos

4.3.1.2.1 Influência do comportamento laterítico

As Figuras 34 e 35 mostram respectivamente, mostram a variação da resistência à tração por compressão diametral (RT), para os corpos de prova ensaiados na energia Normal e Modificada, em função do teor de cimento e o tempo de cura para os solos finos (USCS – SC).

Figura 34 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor normal.

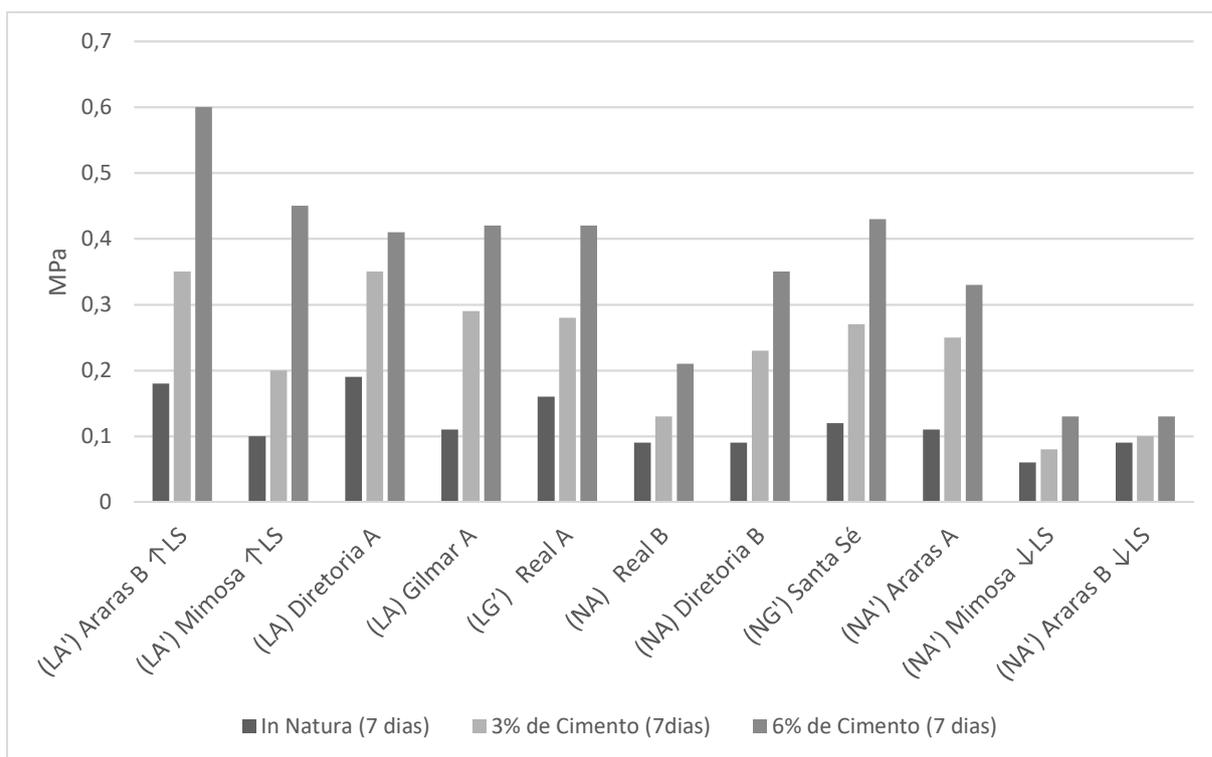


Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 34 e tomando-se os valores das RT na energia de compactação do Proctor normal da Tabela 9, observou-se a evolução da resistência das misturas de solo-cimento, para o solo *in natura* e todos os teores de cimento, onde para os solos de comportamento laterítico o cimento aumentou a resistência significativamente. Comparando-se os valores de RT do solo *in natura* para os diferentes tipos de solo com as respectivas médias

de RT calculadas a partir dos teores considerados, observa-se um aumento de resistência de 84 e 208%, respectivamente para 3 e 6% de cimento na mistura. Ainda nesta condição, observou-se que dos 5 solos de comportamento lateríticos estudados, 4 apresentaram as maiores resistências obtidas para 3% de cimento, destaca-se também que para 6% de cimento apresentou os 2 maiores resultados nestes ensaios.

Figura 35 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor modificado.



Fonte: Autor

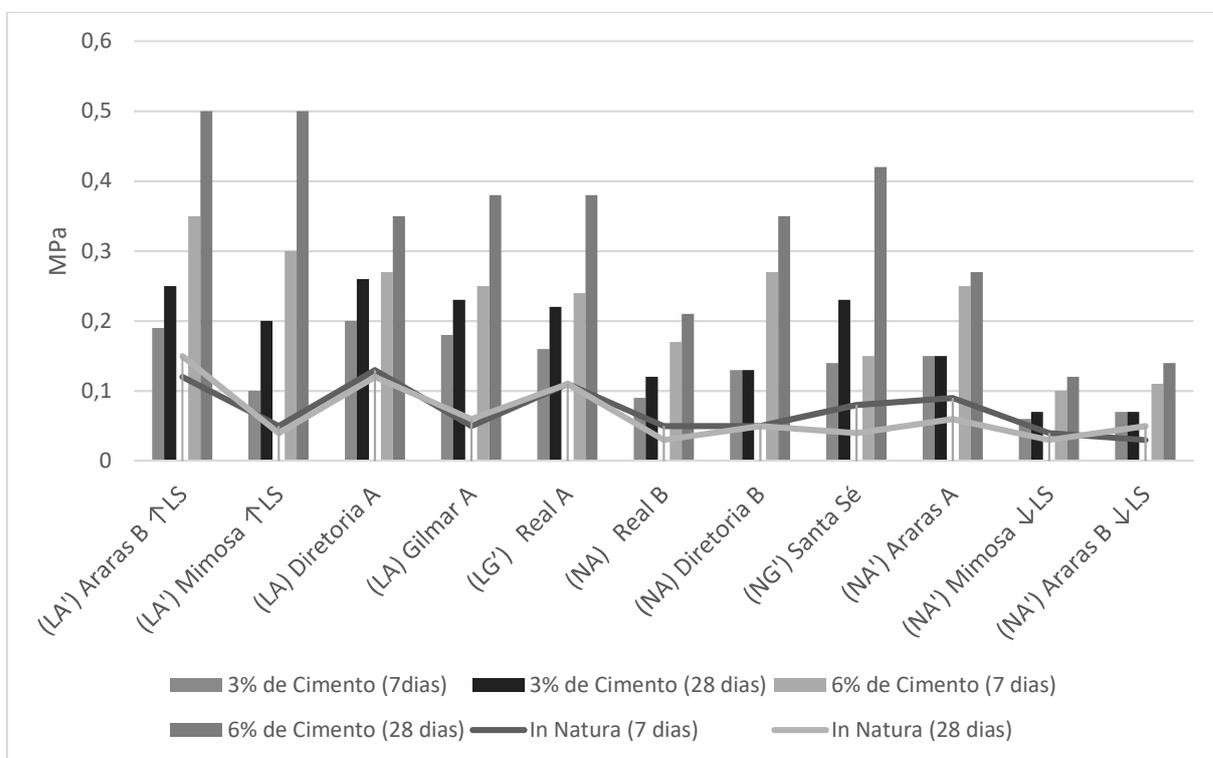
Analisando-se a Figura 35 e tomando-se os valores das RT na energia de compactação do Proctor modificado da Tabela 10, observou-se a evolução da resistência das misturas de solo-cimento, para o solo *in natura* e todos os teores de cimento, onde exceto a jazida Santa Sé (NG'), todos os solos de comportamento laterítico apresentaram valores maiores de resistência com 6% de cimento. Comparando-se os valores de RT do solo *in natura* para os diversos tipos de solos, observam-se que para 3% de cimento as resistências dos solos de comportamento laterítico ultrapassaram os solos não lateríticos, exceto a jazida Mimosa do solo coletado acima da linha dos seixos (LA').

Observou-se que considerando as respectivas médias de RT calculadas a partir dos teores de cimento ensaiados, os resultados obtidos para os solos de comportamento laterítico utilizando os mesmos 6% foram 75% maiores que os de comportamento não laterítico.

4.3.1.2.2 O efeito do tempo de cura

A Figura 36 mostra a variação da resistência à tração por compressão diametral, para os corpos de prova ensaiados na energia de compactação do Proctor normal e modificado, em função do teor de cimento e o tempo de cura de 7 e 28 dias dos solos finos (USCS - SC).

Figura 36 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor normal.



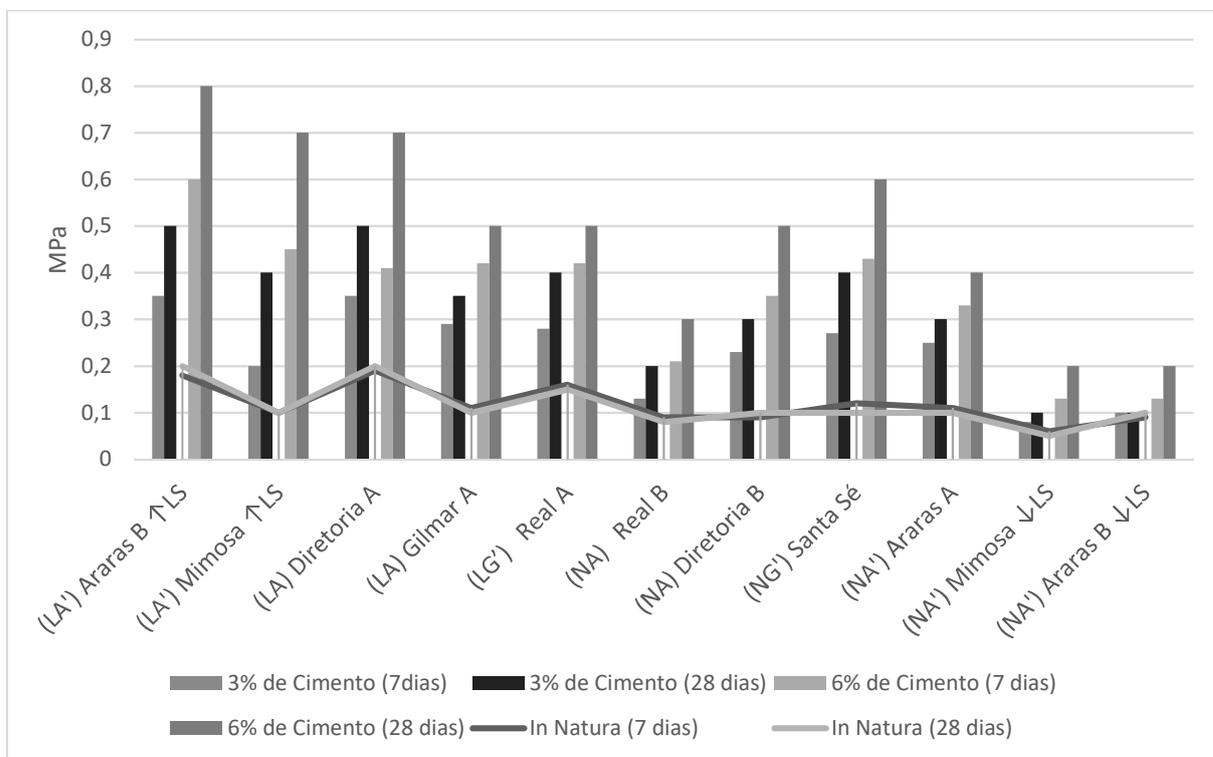
Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 36 e tomando-se os valores das RT na energia de compactação do Proctor normal da Tabela 9, observou-se a evolução da resistência das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura. Para o solo *in natura*, a RT apresenta grande variabilidade nos resultados para 7 e 28 dias de cura quando comparados com as misturas com cimento, entretanto para 3 e 6% de cimento as resistências apresentadas pelos solos de comportamento laterítico foram maiores na maioria dos casos. Tomando-se valores de resistência de misturas

com 6% de cimento para 7 e 28 dias, observa-se que para 28 dias a resistência é 47% maior que a resistência obtida para 7 dias.

A Figura 37 mostra a variação da resistência à tração por compressão diametral, para corpos de prova ensaiados na energia de compactação do Proctor modificado, em função do teor de cimento e o tempo de cura para os solos finos de comportamento laterítico e não laterítico.

Figura 37 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento aos 7 e 28 dias, em função do teor de cimento para os solos finos, compactadas com a energia do Proctor modificado.



Fonte: Autor

Analisando-se a Figura 37 e tomando-se os valores das RT na energia de compactação do Proctor modificado da Tabela 10, observou-se que para todos os tempos de cura acontecem ganhos de resistência nos diferentes tipos de solos e para todas as misturas com cimento, sendo que os solos de comportamento laterítico ocorreram os maiores ganhos de resistência. Tomando-se a média dos valores de resistência de misturas com 6% de cimento para 28 dias, observa-se que os solos de comportamento laterítico a resistência é 75% maior que a resistência

obtida nos solos de comportamento não laterítico. As misturas utilizando os solos lateríticos apresentam um padrão de crescimento mais significativo que os solos não lateríticos.

4.4 ESTIMATIVA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Os resultados da determinação dos módulos de resiliência dos materiais foram obtidos através de modelos matemáticos desenvolvidos pelo LABTRAN/UFMS, onde é possível prever o comportamento do Módulo de Resiliência (M_R) das misturas de solo-cimento através da análise da Resistência à Tração por Compressão Diametral, considerando-se a influência, nesta variável, do teor de cimento e do tipo de solo incorporado à mistura.

4.4.1 Módulo de resiliência das misturas de solo-cimento

Conforme apresentado no Capítulo 3, Materiais e Métodos foram ensaiadas misturas de comportamento não laterítico compostas de areias e siltes (NA), areias (NA') e solo argiloso (NG'); de comportamento laterítico, solo arenoso (LA'), areias (LA), solo argiloso (LG'), *in natura* e estabilizado com 3 e 6% de cimento, variando a energia de compactação entre Normal e Modificada. O Quadro 5 apresenta os módulos de resiliência das misturas de solo-cimento para o solo *in natura* e dois teores de cimento incorporado.

Quadro 5 - Módulo de resiliência das misturas de solo-cimento aos 7 dias, em função do teor de cimento, compactadas com a energia do Proctor modificado.

Jazida	Módulo pelo RTCD (MPa) - Proctor Modificado - 7 Dias		
	<i>in natura</i>	3% de cimento	6% de cimento
(LA') Mimosa ↑LS	3456	7895	14345
(LA') Mimosa LS	3583	9264	13564
(NA') Mimosa ↓LS	657	1457	2696
(NA) Diretoria B	1378	6426	8546
(NA') Araras A	689	1927	3478
(LA') Araras B ↑LS	2430	5347	6452
(NA') Araras B ↓LS	280	738	1789
(NA) Toldo A	210	1968	2378
(NA') Toldo B	459	2350	4537
(NG') Santa Sé	659	2610	4378
(NA) Real B	150	490	893
(LG') Real A	478	1387	3589
(NA) Fernando B	3679	9140	1489
(NA) Fernando A	2369	4385	8639
(NA) Gilmar B	765	1926	3419
(LA) Gilmar A	1253	2439	6549
(NA) Smanioto B	3489	5497	7453
(NA) Smanioto A	1750	3476	5786
(LA) Diretoria A	2436	4510	9846

Fonte: Autor

4.4.2 Ensaios complementares

4.4.2.1 Índice de suporte Califórnia

Mesmo que este ensaio não seja o mais apropriado para avaliação de solos estabilizados, o índice de suporte Califórnia (Califórnia Bearing Ratio – CBR) tem sido bastante utilizado na avaliação do desempenho das misturas estabilizadas. Ainda que muitas das vezes os resultados apresentados sejam superiores a 100%, esta avaliação tem pouca utilidade prática e os resultados não podem determinar com segurança a resistência ou estabilidade dos materiais. Neste trabalho o ensaio de CBR foi realizado com o caráter complementar.

O ensaio de CBR foi executado na energia normal e modificada de compactação, na umidade ótima e massa específica seca máxima dos materiais. As misturas de solo-cimento não seladas foram curadas 7 dias ao ar do laboratório e por 4 dias imersos em água. O Quadro 6 apresenta os valores de CBR para todas as misturas estudadas com a adição de 3 e 6% de cimento dosado.

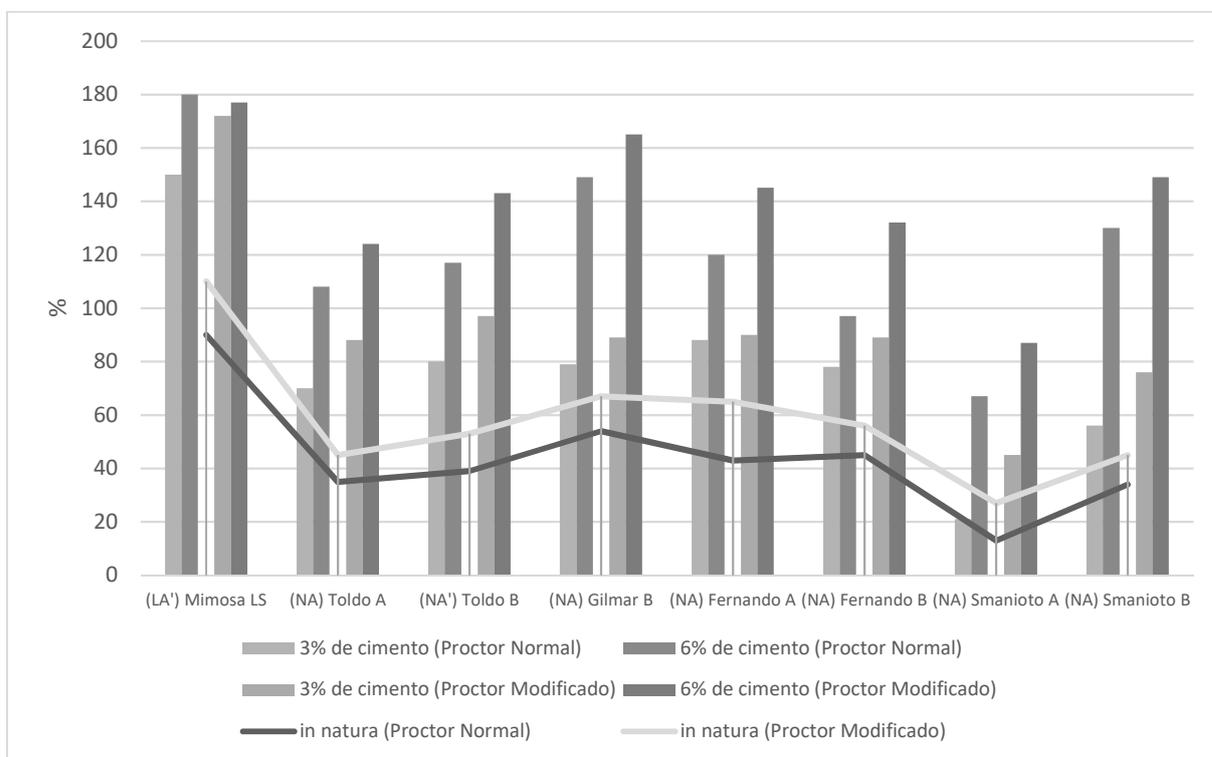
Quadro 6 - Índice de suporte Califórnia das misturas de solo-cimento, em função do teor de cimento, compactadas com a energia do Proctor normal e modificado.

Jazida	CBR Normal			CBR Modificada		
	0	3	6	0	3	6
(LA') Mimosa ↑LS	64	120	180	76	125	171
(LA') Mimosa LS	90	150	180	110	172	177
(NA') Mimosa ↓LS	15	30	45	25	43	54
(NA) Diretoria B	17	24	36	23	32	44
(NA') Araras A	12	23	45	16	27	56
(LA') Araras B ↑LS	78	110	160	92	130	157
(NA') Araras B ↓LS	16	20	40	25	31	54
(NA) Toldo A	35	70	108	45	88	124
(NA') Toldo B	39	80	117	53	97	143
(NG') Santa Sé	23	64	70	28	76	89
(NA) Real B	22	38	43	34	56	78
(LG') Real A	65	87	135	88	98	143
(NA) Fernando B	45	78	97	56	89	132
(NA) Fernando A	43	88	120	65	90	145
(NA) Gilmar B	54	79	149	67	89	165
(LA) Gilmar A	65	88	134	79	97	154
(NA) Smanioto B	34	56	130	45	76	149
(NA) Smanioto A	13	21	67	27	45	87
(LA) Diretoria A	67	83	146	78	97	163

Fonte: Autor

A Figura 38 ilustra a variação de CBR para as diversas misturas de solo-cimento, em função do teor de cimento e compactadas na energia do Proctor normal e modificado, constituídas pelos solos granulares classificados pela USCS, como: GC, GP e SW.

Figura 38 - Índice de suporte Califórnia dos solos classificados como granulares, em função do teor de cimento, compactado com a energia do Proctor normal e modificado.



Fonte: Autor

Analisando-se os valores apresentados no Quadro 6 e na Figura 38, observa-se que para todos os solos *in natura* o índice de suporte Califórnia é maior se aumenta a energia de compactação, sendo que os maiores valores de CBR acontece para o solo arenoso laterítico (LA'). A média calculada dos solos de comportamento não laterítico apresentam para 3% de cimento compactado na energia do Proctor normal, o valor de CBR 45% menor em relação ao CBR do solo arenoso laterítico (LA').

Comparando-se o solo de comportamento laterítico e não laterítico, observa-se que o valor de CBR para o solo laterítico com 3% de cimento no Proctor modificado é 110% maior que o valor observado para a média dos solos de comportamento não laterítico.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O objetivo principal deste trabalho foi estudar as propriedades mecânicas de misturas constituídas com cimento e solo através da determinação das resistências à compressão simples, tração por compressão diametral, módulo de resiliência estimado pela resistência à tração e índice de suporte Califórnia. As conclusões apresentadas a seguir estão restritas ao universo estudado, pois os resultados são dependentes dos materiais locais.

5.2 CONCLUSÕES

Foi verificado que ao comparar os solos de diferentes classificações, os solos de comportamento laterítico mesmo não recomendado seu uso, apresentaram melhor desempenho na maioria dos ensaios de resistência.

Ao analisar os parâmetros de compactação, foi verificado que o aumento da energia do Proctor normal para o modificado produz um aumento da massa específica seca máxima e conseqüentemente a diminuição da umidade ótima. Este efeito é ligeiramente maior para os solos de comportamento laterítico que dos não lateríticos.

Observou-se que a cura 7 para 28 dias não favoreceu o ganho de resistência na maioria dos solos *in natura* estudados. Neste caso, a condição de cura é mais favorável quando há o incremento 6% de cimento Portland nos corpos de prova.

Os valores de resistência à compressão simples, resistência tração por compressão diametral e módulo de resiliência crescem com o aumento do teor de cimento para todas as amostras. Para os ensaios com os solos lateríticos, verifica-se o crescimento mais significativo desses valores, comparado aos valores obtidos nos solos não lateríticos.

Considerando-se os ensaios com a energia de compactação do Proctor modificado como a situação real do pavimento, devido ao volume de tráfego da rodovia, observa-se que para todos os solos, ocorre um aumento de resistência decorrente do uso do cimento Portland. Considerando esta situação, para os solos finos seria melhor utilizar um teor entre 3 e 6%, dando preferência ao valor ótimo encontrado, prezando pela durabilidade.

Para o teor de 6%, no tempo de cura de 28 dias e ensaios realizados com a energia do Proctor modificado, o efeito positivo do cimento nos resultados da resistência à compressão simples é maior para o solo encontrado na jazida Diretoria A (LA), sendo que para resistência

à tração por compressão diametral, o ganho de resistência é maior para o solo da jazida Fernando A (NA).

Nos ensaios complementares, observa-se ganho de CBR com a adição do cimento para todos os solos, confirmando o aumento de resistência incorporado pelo cimento, mesmo para condições de imersão em água. Destaca-se que as misturas com solos lateríticos apresentam melhor desempenho que os não lateríticos.

Em todas as situações, comparando-se os valores de resistência para as duas energias de compactação, pode se observar que as resistências obtidas para energia do Proctor modificado são 19% maior que as obtidas com o Proctor normal.

No tocante ao módulo de resiliência, os valores de rigidez observados para os solos lateríticos e não lateríticos são bem diferentes para a condição apresentada, a média dos valores dos solos de comportamento lateríticos apresentou valor 112% maior que para os solos não lateríticos. Ao verificar os melhores resultados das estimativas dos módulos de resiliência, foram definidas as jazidas Mimosa acima e no horizonte da linha dos seixos respectivamente.

Dado o exposto, conclui-se que o efeito positivo do cimento no ganho da resistência pode contribuir para melhoria do comportamento mecânico dos solos usados como material de construção de pavimentos.

5.3 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ampliar a pesquisa para outros tipos de solos, mais regiões do estado, estudar mais tempos de cura que permitam avaliar o desempenho a curto e a longo prazo, comparar com outros estabilizantes de solos e diferentes energias de compactação.

Determinar a influência da homogeneidade das misturas de solo-cimento e a variabilidade deste fator.

Avaliar o comportamento das misturas de solo-cimento através da construção de trechos experimentais e seu monitoramento ao longo do tempo que permita traçar uma curva de avaliação de desempenho dos mesmos.

Verificar o efeito da retração das misturas de solo-cimento a fim de evitar possíveis problemas de trincas no pavimento e determinar o teor ótimo das características mecânicas.

Realizar uma avaliação econômica das vantagens e desvantagens da aplicação do solo-cimento na construção rodoviária e sua durabilidade.

6 REFERÊNCIAS

- ABCP. Solo-cimento. São Paulo : Associação Brasileira de Cimento Portland, 2009.
_____. Boletim técnico (BT-106). **Guia básico de utilização do cimento Portland**. São Paulo : Associação Brasileira de Cimento Portland, 2002.
- ABIKO, A. K. Construção. **Solo-cimento: tijolos, blocos e paredes monolíticas**. São Paulo : Pini, 1983.
- ABNT. NBR 12770. **Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio**. São Paulo : Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1992.
_____. NBR 6457. **Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. São Paulo : Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.
_____. NBR 6459. **Solo - Determinação do limite de liquidez**. São Paulo : Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.
_____. NBR 7180. **Solo — Determinação do limite de plasticidade**. São Paulo : Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.
_____. NBR 7181. **Solo - Análise granulométrica**. São Paulo : Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.
_____. NBR 7215. **Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão**. São Paulo : Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996.
- ASTM. Designation. **C 137-78**. Philadelphia : American Society for Testing and Materials, 1978.
- BERNUCCI, L. B., et al. **Pavimentação asfáltica : formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro : PETROBRAS: ABEDA, 2008.
- CERATTI, J. A. P. e MEDINA, J. **Estudo de solos estabilizados com cimento sob ação de cargas repetidas e estáticas**. Porto Alegre, RS, Brasil : 18ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1983.
- CERATTI, J. A. P. **Efeitos da adição de cal e cinza volante nas propriedades de um solo residual compactado**. [Dissertação (Mestrado em Engenharia)]. Porto Alegre, RS, Brasil : CPGEC/UFRGS, 1979.
_____. **Estudo do comportamento à fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. Tese (Doutorado). Rio de Janeiro, RJ, Brasil : COPPE-UFRJ, 1991.

CICASOL. **Projeto - Pavimentos de solos estabilizados com cinza volante e cal.** s.l. : CIENTEC, 1984.

CORNELL, J. A. **Experiments with Mixtures: Design, Models, and the Analysis of Mixture Data.** New York, NY, US : John Wiley & Sons, 2002.

DA SILVA, R. J. Tese (Doutorado). **Análise energética de plantas de produção de cimento Portland.** Campinas : UNICAMP, 1994.

DE MACÊDO, M. M. **Solos modificados com cimento - efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos.** [Dissertação (mestrado)]. Recife, Pernambuco, Brasil : Universidade Federal de Pernambuco, 2004.

DER-SP. **Pavimentação econômica: solo arenoso fino.** São Paulo : Novos Horizontes Editora Ltda, 1977.

DIAS, I. M. **Estudo de solos tropicais para o uso em pavimentação a partir de ensaios triaxiais estáticos.** [Dissertação]. São Carlos : EESC-USP, 2007.

DNIT. **Manual de pavimentação.** Rio de Janeiro : Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006.

_____. **NORMA 098 – ES. Pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico – Especificação de serviço.** Rio de Janeiro : Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2007.

_____. **NORMA 135 - ME. Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio.** Rio de Janeiro : Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2010.

_____. **NORMA 142 - ES. Pavimentação – Base de solo melhorado com cimento - Especificação de serviço.** Rio de Janeiro : Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2010.

_____. **NORMA 143 - ES. Pavimentação – Base de solo-cimento - Especificação de serviço.** Rio de Janeiro : Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2010.

_____. **NORMA 160 - ME. Solos – Determinação da expansibilidade – Método de ensaio.** Rio de Janeiro : Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2012.

_____. **NORMA 164 - ME. Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio.** Rio de Janeiro : Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2013.

_____. **NORMA 172 - ME. Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.** Rio de Janeiro : Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2016.

DO NASCIMENTO, R. M. **Estudo da aditivção do metacaulim de alta reatividade, produzido por meio do método de calcinação flash do cimento Portland.** [Dissertação de Mestrado]. CURITIBA, PR, BRASIL : Universidade Federal do Paraná, 2009.

DOS SANTOS, J. F. R. **Estudos de Formulação de Solo-Cimento e Solo-Cal e Respectivas Aplicações.** [Dissertação de Mestrado]. Porto, Portugal : Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2008.

FABBRI, G. T. **Caracterização da fração fina de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno.** São Carlos : EESC-USP, 1994.

FOGAÇA, B. C. **Análise paramétrica de estrutura de pavimento utilizando areia do litoral do Rio Grande do Sul estabilizada com cinza volante e cal.** [Dissertação (Mestrado em Engenharia)]. Porto Alegre, RS, Brasil : Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1996.

INGLES, O. G. e METCALF, J. B. **Principles and Practice. Soil stabilization.** Sydney : Butterworths Pty. Limited, 1972.

KAEFER, L. F. **Considerações sobre a microestrutura do concreto.** Notas de aula. São Paulo, SP, Brasil : Escola politécnica, Universidade de São Paulo, 2002.

KLINSKY, L. M. G. Determinação do módulo de resiliência de solos estabilizados com cimento Portland na região de Mato Grosso do Sul. Congresso Brasileiro de Rodovias & Concessões. 9ª, 2015.

LAFLEUR, J. D., DAVIDSON, D. T. e KATTI, R. T. **Relationship between the Califórnia Bearing Ratio and Iowa Bearing Value, in methods for testing engineering soils.** Ames : Iowa State University, 1960.

LEADABRAND, J. A. e NORLING, L. T. **Soil-cement test data correlation affords method of quickly determining cement factors for sandy clays soils.** Washington : Highway Research Board, 1952.

_____. **Soil-cement test-data correlation in determining cement factors for sandy soils.** Washington, D.C., EUA : H.R.B., 1953.

LIMA NETO, A. F., NEPOMUCENO, C. L. e RIBEIRO, J. S. **Avaliação da resistência de solo-cimento estabilizado com CP-II-F-32 e CP-V-ARI.** São Paulo : 4º Congresso de infraestrutura de transporte, 2010.

LOVATO, R. S. **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação.** [Dissertação (Mestrado em Engenharia)]. Porto Alegre, RS, Brasil : Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004.

MACÊDO, M. M. **Solos modificados com cimento - efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos**. Dissertação (mestrado). Recife, PE, Brasil : Universidade Federal de Pernambuco, 2004.

MACHADO, C. F. Dissertação (Mestrado em Engenharia). **Estabilização de solo típico regional visando sua utilização como base de pavimentos**. Porto Alegre : CPGEC-UFRGS, 1978.

MARANGON, M. **Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilização Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência**. [Tese (Mestrado)]. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil : COPPE/UFRJ, 2004.

MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo, SP, Brasil : PINI, 1994.

NOGAMI, J. S. **Determinação do Índice de Suporte Califórnia com equipamento de dimensões reduzidas (ensaio Mini-CBR)**. Brasília : II Reunião das Administrações Rodoviárias, 1972.

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. **In: Simposio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias**. Rio de Janeiro : s.n., 1981.

_____. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo, SP, Brasil : s.n., 1995.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito, visando seu emprego na pavimentação**. [Dissertação (Mestrado em Engenharia)]. Porto Alegre, RS, Brasil : Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1991.

OLIVEIRA, R. F. V. **Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos**. Dissertação (Mestrado). Ouro Preto, MG, Brasil : Universidade Federal de Ouro Preto, 2011.

PINTO, C. D. **Evolução da pesquisas de laboratório sobre solo-cimento**. São Paulo : Associação Brasileira de Cimento Portland, 1980.

PINTO, C. S., BOSCOV, M. E. G. e MOURA, P. R. M. **Estudo comparativo de estabilização com cimento e com cal de solo saprolítico e de solo laterítico**. São Paulo, SP, Brasil : 25ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1991.

PROCTOR, R. R. **Fundamental Principles of Soil Compaction**. Reprinted from Engineering News-Record. New York, NY, USA : The McGraw-Hill Companies, Inc, 1933.

ROCHA, F. A. Dissertação (Mestrado). **Estudo experimental sobre misturas de solo-cimento para região de Campo Novo dos Parecis/MT**. São Carlos : EESC-USP, 1996.

SANTANA, A. P., et al. **Influência do tempo decorrido entre mistura e compactação de misturas solo-escória de alto-forno moída ativada com cal**. [CD-ROM]. Campinas, SP. : Associação Brasileira de Pavimentação (RAPv), 2003. pp. p. 90-96.

SANTOS, M. N. **Análise do efeito da estabilização mecânica em matrizes de terra**. Relatório final. Rio de Janeiro, RJ, Brasil : Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Julho de 2013.

SENÇO, W. **Pavimentação**. São Paulo : Escola Politécnica de São Paulo, 1997.

SILVA, A. M. Dissertação (Mestrado). **Estudo da compressão simples em corpos de prova de solo-cimento e solo-cimento serragem**. São Carlos : EESC-USP, 1991.

SOUSA, Murilo Lopes de. **Método de projeto de pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil : IPR, 1981.

SUAREZ, D. A. A. **Estudo do comportamento mecânico de dois solos lateríticos do Estado de São Paulo com adição de emulsão asfáltica**. Dissertação de Mestrado. São Carlos, São Paulo, Brasil : Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2008.

VIANA, H. M. F. **Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do Estado de São Paulo**. Tese (Doutorado). São Carlos, SP, Brasil : Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2007.

VILLIBOR, D. F. **Pavimentos econômicos tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. São Paulo : Arte & Ciência, 2009.

VITALI, O. P. M. Dissertação (Mestrado). **Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência**. Porto, Porto, Portugal : UNIVERSIDADE DO PORTO, Julho de 2008.