



IVONEI TEIXEIRA

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO LATERÍTICO
ARGILOSO PARA UTILIZAÇÃO COMO CAMADA DE
PAVIMENTO**

**CAMPINAS
2014**



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

IVONEI TEIXEIRA

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO LATERÍTICO
ARGILOSO PARA UTILIZAÇÃO COMO CAMADA DE
PAVIMENTO**

Orientador: Prof. Dr. Cássio Eduardo Lima de Paiva

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Transportes.

**ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO IVONEI TEIXEIRA E
ORIENTADO PELO PROF. DR. CÁSSIO EDUARDO LIMA DE PAIVA.**

CAMPINAS
2014

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

T235e Teixeira, Ivonei, 1968-
Estabilização de um solo laterítico argiloso para utilização como camada de pavimento / Ivonei Teixeira. – Campinas, SP : [s.n.], 2014.

Orientador: Cássio Eduardo Lima de Paiva.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Pavimentos. 2. Solos - Compactação. 3. Areia de fundição. 4. Solo - Cimento - Pavimentos. I. Paiva, Cássio Eduardo Lima de, 1953-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Stabilization of a lateritic clay soil for use as pavement layer

Palavras-chave em inglês:

Pavements

Soils - Compactation

Foundry sand

Soil - Cement - Pavements

Área de concentração: Transportes

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Cássio Eduardo Lima de Paiva [Orientador]

David de Carvalho

Marcelo de Castro Takeda

Data de defesa: 11-08-2014

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO LATERÍTICO ARGILOSO PARA
UTILIZAÇÃO COMO CAMADA DE PAVIMENTO**

IVONEI TEIXEIRA

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



**Prof. Dr. Cassio Eduardo Lima de Paiva
Presidente e Orientador/Unicamp**



**Prof. Dr. David de Carvalho
Unicamp**



**Prof. Dr. Marcelo de Castro Takeda
UFsCAR**

Campinas, 11 de Agosto de 2014

RESUMO

Foi realizada uma pesquisa com um solo do tipo Laterítico Argiloso (LG') e avaliados seus resultados nos ensaios de Compactação, Compressão Simples, Índice de Suporte Califórnia (CBR) e Triaxiais Cíclicos no estado puro e após o uso de Estabilização. As técnicas utilizadas foram Estabilização Química com o uso de uma bioenzima e de cimento; Mecânica com variação da Energia de Compactação e, finalmente, a Granulométrica com a incorporação de Areia Descartada de Fundição (ADF). Na compactação foram utilizadas todas as técnicas e o aumento da Massa Específica Aparente Seca máxima e diminuição da Umidade Ótima em relação ao material puro foi atingida com a estabilização Mecânica na energia Modificada, estabilização Granulométrica com todos os teores de ADF e a estabilização Química com a adição de 10% de cimento. A maior Massa Específica foi atingida com 70% de ADF. Na Compressão Simples foi utilizada a Estabilização Química e o Valor Mínimo de Norma de 2,1 MPa foi atingido apenas a partir de 10% de cimento. Nos ensaios de Módulo de Resiliência foram utilizadas variação da energia de compactação e bioenzima. Todos os ensaios mostraram comportamento de material coesivo sendo mais influenciado pela Tensão Desvio, posto que com o aumento desta, há uma redução do módulo. O aumento da energia de compactação e o aumento dos teores de bioenzima resultaram em aumento do módulo; porém, considerando os mesmos teores, houve redução com o aumento do Período de Cura. Considerando-se a obtenção de maiores valores de módulo, seria recomendável a utilização de maiores teores de bioenzima, tais como 0,6 e 0,8 ml/10 kg de solo, a julgar por maiores ganhos com relação a menores teores e a menor redução com o passar do tempo. No CBR e uso da energia modificada, todos os teores de bioenzima e os com a adição de 70% de ADF superaram o valor do solo puro. Para aplicação como camada de sub-base, os materiais que atingiram o valor mínimo estabelecido por norma de 20% de CBR foram o solo puro nas energias intermediária e modificada, todos os teores de bioenzima e os teores de 40 a 80% de ADF; e como camada de base, somente o solo-cimento a partir de 10% na energia intermediária.

Palavras-chave: Pavimentos, Solos – Compactação, Areia de fundição, Solo-cimento – Pavimentos.

ABSTRACT

A research program was carried out to study the stabilization of a lateritic clay soil, so named, LG` by MCT soil system classification and reported their results in compaction tests, unconfined compressive strength, resilient modulus and California bearing ratio in the pure state and after the use of stabilization. The techniques used are chemical stabilization with the use of a bioenzyme and cement, varying the compaction effort and finally the grain size with the addition of waste foundry sand WFS. In compaction, it was used all the techniques, and the increase in maximum dry density and optimum moisture content decreased compared to pure material was achieved with mechanical stabilization in modified energy, stabilize grain size with all levels of WFS and chemical stabilization with adding 10% of cement. The maximum dry density was achieved with 70% WFS. In unconfined compressive strength tests, chemical stabilization was used and the minimum value of 2,1 MPa was reached only after 10% of cement. In resilient modulus tests were used, variations in compaction and bioenzyme, all tests showed cohesive material behavior, and it is more influenced by the axial strength, and, with this increase, it occurs a reduction of the modulus; increased energy compacting and increased levels of bioenzyme resulted in increased modulus, but considering the same levels, a reduction with increasing curing time. With the aim to achieving higher modulus values, it would be recommended to use higher levels of bioenzyme, such as 0.6 and 0.8 ml/10 kg of soil, there seen the biggest gains with respect to lower grades and smaller reduction over time. In the CBR, the techniques that exceeded the value of pure soil were, the use of the modified energy, all contents of bioenzyme and with the addition of 70% WFS. For application as sub-base layer, the materials that have reached the minimum value set by the standard CBR of 20% were, pure soil in the intermediate and modified energy, all contents of bioenzyme and contents of 40 to 80% of the WFS; and as a base layer only the soil-cement from 10 % in the intermediate energy.

Keywords: Pavements, Soils – Compaction, Foundry sand, Soil-cement – Pavements.

SUMÁRIO

1- INTRODUÇÃO	1
2- OBJETIVOS	5
2.1- OBJETIVO GERAL	5
2.2- OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
3- SOLO.....	7
3.1- ORIGEM E FORMAÇÃO	7
3.2- SOLO COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO	9
3.3.- PAVIMENTO.....	13
4 - ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	17
4.1- ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA	18
4.1.1- Aditivos Químicos.....	20
4.1.2- Estabilização com cimento	22
4.2- ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA	24
5- MATERIAIS UTILIZADOS.....	27
5.1- SOLO	27
5.2- ADITIVO (BIOENZIMA)	28
5.3- CIMENTO	28
5.4- AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF).....	28
6- ESTUDO EXPERIMENTAL.....	29
6.1- INTRODUÇÃO	29
6.2- SOLO	30
6.3- AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO – ADF	31
6.4- SOLO-BIOENZIMA	31
6.5- SOLO-CIMENTO	38
6.6- SOLO-ADF	40
6.6.1- Preparação das misturas solo - ADF	40
7- APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	43
7.1- SOLO NATURAL.....	43

7.2- AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO – ADF	45
7.3- SOLO BIOENZIMA.....	46
7.3.1- Ensaio de Compactação	46
7.3.2- Influência do período de cura no valor do CBR	48
7.3.3- Influência da adição da bioenzima no valor do CBR	51
7.3.4- Influência da imersão no valor do Índice de Suporte Califórnia	53
7.3.5- Ensaio Triaxiais Cíclicos	54
7.3.6 – Resistência à Compressão Simples	63
7.3.7- Ensaio de Cisalhamento Direto	67
7.4- SOLO-CIMENTO	70
7.4.1-Ensaio de Compactação.....	70
7.4.2- Ensaio Compressão Simples.....	72
7.5- SOLO-ADF.....	76
7.5.1- Ensaio de Caracterização e Classificação HRB, USC e MCT	76
7.5.2- Ensaio de Compactação (Proctor).....	80
7.5.3- Ensaio de Índice de Suporte Califórnia (CBR)	82
7.5.4- Ensaio de Cisalhamento Direto	84
8- COMPARATIVO DOS RESULTADOS.....	87
8.1- ENSAIO DE COMPACTAÇÃO.....	87
8.2- ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES	90
8.3- ENSAIO DE ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA	92
8.4- ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	93
8.5- ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	94
9- CONCLUSÕES.....	97
9.1- TÉCNICAS	97
9.2- SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	100
9.3- PESSOAS E PROFISSIONAIS.....	101
10- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	103

*“Julgue seu sucesso pelas coisas que
você teve que renunciar para conseguir”*

Dalai Lama

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer a Deus por ter me dado uma nova oportunidade de vida e poder assim, ir à busca dos meus sonhos e projetos de vida.

Aos meus pais Conceição e Sebastião, que se esforçaram tanto para que eu e meus irmãos pudéssemos ter acesso aos estudos e sempre me ensinaram que o caminho para que eu tivesse uma vida digna e descecente era estudando. Sem esquecer também da eterna ajuda que me prestaram nos momentos difíceis, para que eu um dia pudesse chegar até aqui.

Agradecimento especial ao Prof. Dr. Cássio Eduardo Lima de Paiva, pelo voto de confiança e acreditado na possibilidade da realização desse trabalho e à inestimada orientação ao trabalho.

À minha esposa Adriana, pelo carinho, amor, compreensão e a toda força que me deu durante todo esse período, e que soube ter paciência para entender minha ausência nos incontáveis finais de semana e feriados prolongados que passamos sem vida social, para que esse trabalho pudesse chegar ao fim.

Ao meu amigo Marcelo, que foi o maior incentivador para que eu retornasse e concluísse esta importante etapa da minha vida. Agradeço imensamente ao grande auxílio que me deu nos ensaios e na revisão dos trabalhos.

Agradeço também ao Prof. Dr. Glauco Tulio Pessa Fabri por ter disponibilizado o laboratório da EESC-USP para que eu pudesse realizar os ensaios triaxiais dinâmicos e ao Luiz Miguel Gutierrez Klinsky que ajudou no desenvolvimento dos ensaios.

A toda minha família, que sempre me deram muita força e compreenderam minhas ausências devido à necessária dedicação a este trabalho.

A todos os meus amigos da que de alguma forma me ajudaram e incentivaram

LISTA DE FIGURAS

Figura 6.1: Local de coleta e remoção da camada superficial.

Figura 6.2: Esquema geral da pesquisa.

Figura 6.3: Esquema dos ensaios com o solo natural.

Figura 6.4: Esquema dos ensaios com o solo bioenzima.

Figura 6.5: Aplicação da bioenzima na água para os ensaios mecânicos.

Figura 6.6: Cura dos corpos de prova para o ensaio de CBR.

Figura 6.7: Cura dos corpos de prova para a determinação do MR.

Figura 6.8: Ensaios Triaxiais Cíclicos para determinação do MR.

Figura 6.9: Ruptura dos corpos de prova para a determinação da RCS.

Figura 6.10: Ensaio de Cisalhamento Direto.

Figura 6.11: Esquema dos ensaios com o solo cimento.

Figura 6.12: Cura e imersão dos corpos de prova de solo cimento.

Figura 6.13: Misturas Solo-ADF.

Figura 7.1: Esquema dos ensaios com o solo ADF.

Figura 7.2: Distribuição granulométrica do solo estudado.

Figura 7.3: Distribuição granulométrica da ADF estudada.

Figura 7.4: Variação da energia de compactação.

Figura 7.5: Variação do teor de bioenzima.

Figura 7.6: Tempo de cura *versus* CBR para condição imersa e não imersa.

Figura 7.7: Variação do CBR *versus* Quantidade de bioenzima.

Figura 7.8: Variação do M_R para diferentes energias de compactação, ensaiados sem estabilizante e sem cura.

Figura 7.9: Variação do M_R para diferentes teores de bioenzima ensaiados com 7 dias de cura (EI).

Figura 7.10: Variação do M_R para diferentes teores de bioenzima ensaiados com 14 dias de cura (EI).

Figura 7.11: Variação do M_R para diferentes teores de bioenzima ensaiados com 21 dias de cura (EI).

Figura 7.12: Variação do M_R para 0,4 ml/10 kg de bioenzima e ensaiados em diferentes dias de cura (EI).

Figura 7.13: Variação do M_R para 0,5 ml/10 kg de bioenzima e ensaiados em diferentes dias de cura (EI).

Figura 7.14: Variação do M_R para 0,6 ml/10 kg de bioenzima e ensaiados em diferentes dias de cura (EI).

Figura 7.15: Variação do M_R para 0,8 ml/10 kg de bioenzima e ensaiados em diferentes dias de cura (EI).

Figura 7.16: Variação do módulo de resiliência em função do teor de bioenzima para diferentes períodos de cura.

Figura 7.17: Variação da RCS em função do teor de bioenzima e períodos de cura – Situação Não Imerse (EI).

Figura 7.18: Variação da RCS em função do teor de bioenzima e períodos de cura – Situação Imerse (EI).

Figura 7.19: Variação da RCS em função do teor de bioenzima e períodos de cura – Situação Não Imerse (EI).

Figura 7.20: Variação da RCS em função do teor de bioenzima e períodos de cura – Situação Imerse (EI).

Figura 7.21a: Variação da coesão para as misturas solo bioenzima.

Figura 7.21b: Variação do ângulo de atrito para as misturas solo bioenzima.

Figura 7.22: Variação da Energia de Compactação.

Figura 7.23: Variação do teor de cimento – En. Normal.

Figura 7.24: Variação do teor de cimento En. Intermediária.

Figura 7.25: RCS para diferentes períodos de cura nas duas energias de compactação (sem imersão).

Figura 7.26: RCS para diferentes teores de cimento nas duas energias de compactação (sem imersão).

Figura 7.27: RCS para diferentes períodos de cura nas duas energias de compactação (com imersão).

Figura 7.28: RCS para diferentes teores de cimento nas duas energias de compactação. (com imersão).

Figura 7.29: Distribuição granulométrica das misturas estudadas.

Figura 7.30: Variação dos limites de consistência.

Figura 7.31: Variação da classificação MCT.

Figura 7.32: Curvas de compactação das misturas.

Figura 7.33a: Variação do CBR em função do teor de ADF.

Figura 7.33b: Variação de E em função do teor de ADF.

Figura 8.1a: Variação da Massa Específica Aparente Seca Máxima.

Figura 8.1b: Variação da Umidade Ótima.

Figura 8.2: Variação da RCS para as misturas estudadas.

Figura 8.3: Variação nos valores de CBR para as técnicas utilizadas.

Figura 8.4a- Variação da coesão para os materiais estudados.

Figura 8.4b- Variação do ângulo de atrito para os materiais estudados.

LISTA DE TABELAS

Tabela 6.1: Sequência de ensaio para base/sub-base segundo a AASHTO T 307-99

Tabela 7.1 – Características físicas do solo natural (não compactado)

Tabela 7.1a: Valores obtidos nos ensaios de compactação, CBR, RCS e Cisalhamento Direto para o solo natural compactado.

Tabela 7.1b: Valores de umidade, porosidade, índice de vazios e parâmetros de resistência para o solo natural compactado.

Tabela 7.2: Variação da umidade ótima (w_o) e da massa específica aparente seca máxima (ρ_{dmax}) com a quantidade de bioenzima adicionada ao solo.

Tabela 7.3: Valores do CBR para as diferentes quantidade de bioenzima, períodos de cura e condição de ensaio

Tabela 7.4: Modelos avaliados na representação do M_R em função do estado de tensão

Tabela 7.5: Parâmetros de regressão k_1 , k_2 e k_3 e coeficientes de determinação (R^2) para os ensaios triaxiais cíclicos em todas as condições estudadas e modelos avaliados.

Tabela 7.6: Ganhos relativos do M_R com referência ao M_R do solo estabilizado com 0,4 ml/10 kg

Tabela 7.7: Ganhos relativos do M_R com referência ao M_R do solo natural

Tabela 7.8: Valores RCS para misturas de solo bioenzima – En. Intermediária

Tabela 7.9: Variação do ganho/perda de RCS para o solo-bioenzima – En. Intermediária

Tabela 7.10: Variação da coesão e ângulo de atrito para as misturas com bioenzima.

Tabela 7.11: Valores de Massa Específica e Umidade Ótima

Tabela 7.12: Valores RCS para misturas de solo-cimento

Tabela 7.13: Valores de Massa Específica, Limites e Granulometria

Tabela 7.14: Classificação HRB, USC e MCT

Tabela 7.15: Valores de Massa Específica e Umidade Ótima

Tabela 7.16: Valores de CBR e Expansão

Tabela 7.17: Resultados do ensaio de cisalhamento

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO – American Association of State Highways and Transportation Officials

ABIFA – Associação Brasileira das Indústrias de Fundição

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ADF – Areia Descartada de Fundição

ANPET – Associação Nacional de Ensino e Pesquisa em Transporte

CBR - Califórnia Bearing Ratio

CV – Coeficiente de Variação

E - Expansão

EI – Energia Intermediária

HRB – Highway Research Board

IG – Índice de Grupo

IP - Índice de Plasticidade

ISC – Índice de Suporte Califórnia

LA' – Laterítico Arenoso

LG' – Laterítico Argiloso

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

MCT – Miniatura Compactado Tropical

ML – Silte de baixa compressibilidade

MR – Módulo de Resiliência

NBR – Norma Brasileira

P.A.E.P - Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos

RCS – Resistência à Compressão Simples

SAFL – Solo Arenoso Fino Laterítico

USC – Unified Soil Classification

ρ – Massa Específica

ρ_{nat} - Massa Específica Natural

ρ_{dmax} – Massa Específica Aparente Seca Máxima

w_{ot} – Umidade Ótima

c' – índice que traduz a argilosidade do solo

e – Índice de Vazios

e' - índice que traduz o caráter laterítico do solo

% - Porcentagem

R^2 – Coeficiente de Determinação

K_1, K_2, K_3 - Coeficientes de Regressão

σ_d - Tensão Desvio

σ_3 – Tensão Confinante

n - Porosidade

ϕ - Ângulo de atrito

#10 – Malha 10

#40 – Malha 40

#200 – Malha 200

LISTA DE EQUAÇÕES

- Modelo Potencial em função da tensão desvio ($k\text{-}\sigma_d$) $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$ (eq. 1)
- Modelo Potencial em função da tensão confinante ($k\text{-}\sigma_3$) $M_R = k_1 \sigma_3^{k_3}$ (eq. 2)
- Modelo Composto em função das tensões desvio e confinante ($k\text{-}\sigma_d\text{-}\sigma_3$) $M_R = k_1 \sigma_d^{k_2} \sigma_3^{k_3}$ (eq. 3)

1- INTRODUÇÃO

A obtenção de materiais com características físicas e mecânicas adequadas para fins estruturais em pavimentação e que resultem em baixos custos, facilidade construtiva e também de baixo impacto ambiental é uma tarefa de difícil solução para engenheiros, pesquisadores e construtores.

Devido a essa dificuldade, a utilização dos solos locais passa a ser uma alternativa interessante, porém, alguns possuem grandes quantidades de partículas finas (silte e argila), que os tornam inadequados para esse fim. Isso ocorre devido às interações desfavoráveis entre suas partículas e a água causando efeitos negativos como diminuição da coesão, problemas relacionados à expansão e contração, reduzindo assim sua resistência a esforços.

Em relação a esses efeitos, sabe-se que alguns solos característicos de regiões de clima tropical podem sofrer os processos de lixiviação e laterização devido a esse ambiente e à intensa percolação de água, tornando-os mais estáveis à presença de desta. Com o aprimoramento nas pesquisas, foi possível entender os verdadeiros benefícios oriundos desses processos.

O sistema de classificação MCT (Miniatura Compactado Tropical) classifica esses solos como lateríticos e não-lateríticos, ainda que similares segundo as classificações tradicionais. Mesmo solos com comportamento laterítico nem sempre apresentam requisitos para serem utilizados como material para compor camadas mais nobres de pavimento.

Nesse caso, a estabilização do solo passa a ser uma alternativa e que pode viabilizar seu uso, uma vez que algumas de suas características físicas e mecânicas são alteradas.

A estabilização pode ser alcançada de diversas formas tais como: mecânica, com a estabilização granulométrica ou com a variação da energia de compactação e a química, através da adição de produtos como cal, cimento, materiais asfálticos e aditivos específicos. O objetivo é fornecer a esses solos condições mínimas que em seu estado natural não seriam atingidas.

A utilização de compostos orgânicos, conhecidos também como Aditivos ou Estabilizantes Orgânicos, tais como as bioenzimas, tem crescido muito ao longo dos anos, encontrando um grande campo de aplicação na construção rodoviária. As aplicações podem ser tanto em atividades mais simples como tratamento antipó, contra a formação de lama e controle de erosão, como também para aumentar a capacidade de suporte.

A utilização de bioenzimas como agente estabilizante tem sua ação diretamente ligada à fração fina (silte e argila) dos solos. Esse agente altera a estrutura dos argilominerais melhorando as características físicas e mecânicas, o que resulta em um material mais estável com sua capacidade de suporte aumentada.

O cimento Portland também é utilizado na estabilização química e pode ser empregado em pequenas dosagens gerando o Solo Melhorado com Cimento, reduzindo a plasticidade do material, ou a partir de dosagens maiores, resultando no Solo-Cimento, que gera características cimentantes suficientes para aumentar também a resistência final do material.

Outra forma de estabilização é a Granulométrica, que traz resultados bem interessantes e de relativa simplicidade de obtenção e execução. Ela pode ser realizada incorporando-se materiais naturais, ou mesmo materiais alternativos, ao solo natural. Isso altera sua granulometria e resulta num incremento de resistência e estabilidade.

No tocante a materiais alternativos, os seguimentos de siderurgia e metalurgia geram grandes quantidades de resíduos, cujo destino final representa o maior problema enfrentado por essas empresas.

Nos processos de fundição são utilizadas grandes quantidades de areia para a construção de moldes para a fundição de metais. Essa é reutilizada de 3 a 5 vezes no mesmo processo, conhecido como Reutilização Primária, e após seu uso, torna-se um resíduo conhecido como Areia Descartada de Fundição (ADF).

Diante desse cenário, há a necessidade de viabilizar o descarte da ADF e a construção rodoviária tem se mostrado o seguimento possível de consumir as maiores quantidades desse resíduo quando comparado a outros. A esse processo dá-se o nome de Reutilização Secundária.

Quando se incorpora uma ADF ao solo natural é possível obter como resultado final, através da correção da curva granulométrica, um material que se encaixe dentro das características de materiais granulares. Isso resulta na melhora de suas características, principalmente o aumento da capacidade de suporte.

Vale ressaltar que a incorporação da areia de fundição a um solo local soluciona os problemas de exploração de jazidas de solos nobres, descarte de solos locais e gera o destino final para esse resíduo.

A partir dessas considerações, o conhecimento do comportamento laterítico de alguns solos aliado às técnicas de estabilização pode conduzir a obtenção de materiais que possam suprir as necessidades de demanda para as obras viárias, com redução considerável dos impactos econômicos e ambientais.

2- OBJETIVOS

2.1- Objetivo Geral

Avaliar o comportamento de um solo laterítico argiloso em seu estado natural e após sua estabilização, através de ensaios de caracterização e mecânicos.

2.2- Objetivos Específicos

Verificar se os objetivos ou propostas de cada método utilizado foram atingidos, uma vez que alguns desses têm seu foco em materiais com características específicas, podendo ser o solo em estudo, um material que não esteja dentro dessas especificações e o resultado final não seja o esperado.

Avaliar para cada método as melhores dosagens a fim de se obter a melhora de suas características.

A partir dos resultados obtidos, analisar a possibilidade de utilização tanto do solo natural quanto do estabilizado para compor camadas estruturais de pavimento ou para outra finalidade.

A justificativa do desenvolvimento dessa pesquisa foi inicialmente a tentativa de proporcionar ao material melhores condições em relação ao seu estado natural, utilizando-se uma variedade de métodos de estabilização e também a de mostrar um comparativo entre esses métodos, uma vez que na maioria dos estudos o foco é voltado a apenas uma técnica de estabilização aplicada a diferentes tipos de solos.

3- SOLO

3.1- Origem e formação

O conhecimento sobre a origem dos solos é de suma importância, uma vez que denota toda a complexidade em torno de sua formação, e conseqüentemente, a dificuldade em compreender seu comportamento. Diante desse cenário, torna-se vital o estudo de suas características para a utilização como material de construção, já que é um dos materiais mais abundantes do planeta.

Os solos são materiais oriundos do intemperismo ou meteorização das rochas com a desintegração mecânica através de agentes como água, temperaturas, vegetação e vento ou decomposição química, onde há a modificação química ou mineralógica das rochas de origem através do principal agente que é a água; e através dos mais importantes mecanismos de ataque que são a oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação (CAPUTO 1975a).

Para Vargas (1977), com a finalidade específica da Engenharia Civil, solo seria todo material da crosta terrestre que não oferecesse resistência intransponível à escavação mecânica, que em contato prolongado com a água perdesse totalmente a resistência e que servisse de suporte, fosse arrimado, escavado e perfurado e utilizado nas obras de engenharia. Ele tem sua origem imediata ou remota na decomposição de rochas pela ação das intempéries e pode ser do tipo residual ou transportado.

Conforme Fraenkel (1995), do ponto de vista rodoviário, o solo pode ser considerado como um conjunto de camadas originárias da decomposição de rocha que são encontradas na superfície da terra ou próximas a essa superfície, e que foram formadas pela ação de agentes naturais como erosão, enxurradas, decomposição e ação química.

O solo como elemento de fundação para apoio de pistas de estradas de rodagem, aeroportos e para capas de rolamento deve ter as seguintes características: resistência às cargas, boas qualidades de compactação, boa drenagem, resistência à ação de congelamento em locais propícios a esse fenômeno e características aceitáveis de compressão e expansão.

De acordo com Baptista (1976a), o principal elemento formador da crosta terrestre é o granito, que se compõe de feldspato, mica e quartzo. O feldspato e a mica são silicatos que são destruídos física e quimicamente de maneira lenta por alguns agentes. Como essa transformação não alcançou um estado de equilíbrio completo, eles ainda sofrem com mudanças que refletem nas características físicas e químicas dos solos. Já o quartzo é um óxido de silício, componente bastante duro e resistente aos ataques comuns; quando livre de outros elementos forma as areias, que pela ação do vento e água, é modelado dando lugar às areias grossas, médias e finas.

Para Senço (2001) “O solo é o mais abundante, o mais importante e o mais desconhecido dos materiais de construção”, e sua definição varia para cada tipo de atividade. Dentre elas a que mais atende a todas as aplicações seria a de um material de formação natural resultante da transformação de uma rocha mãe através de processos físicos, químicos e biológicos, de estrutura solta e removível e de espessura variável.

Do ponto de vista da Engenharia, Souza (1980) define solo como todo material não consolidado junto à superfície terrestre e que pode ocorrer em diversas formas, como turfa, argilas moles, materiais silto-argilosos, pedregulhos, areias e suas diversas combinações.

3.2- Solo como material de construção

Segundo Caputo (1975a), a necessidade do homem em trabalhar com o solo tem sua origem em tempos muito remotos, sendo possível afirmar ser tão antiga quanto a civilização, o que pode ser observado a partir dos problemas de *fundações* e de *obras de terra* surgidos durante grandes construções como as pirâmides do Egito, os templos da Babilônia, a Grande Muralha da China, os aquedutos e as estradas do Império Romano.

O mesmo autor comenta que somente a partir do século XVII que surgem os primeiros trabalhos sobre o comportamento quantitativo dos solos, e admitem-nos como “massas ideais de fragmentos”, atribuindo-lhes propriedades de material homogêneo.

Conforme o TRRL (1951), as primeiras estradas consistiam de uma trilha de terra, isenta de vegetação, cuja compactação era executada pelo tráfego de pessoas e animais que utilizavam a via. Em tempos mais recentes, a necessidade de construção de vias mais econômicas em países subdesenvolvidos resultou no desenvolvimento técnico da construção de estradas de terra onde o solo é empregado como material de construção.

Os solos são classificados de acordo com a sua utilização, e para isso são utilizadas suas características físicas, químicas e geológicas. Do ponto de vista rodoviário, Baptista (1976b) cita as mais importantes classificações que são a *Public Roads Administration* e *U.S. Corps of Engineers*, esta com a colaboração do Prof. Arthur Casagrande. De forma geral, para o conhecimento do comportamento dos solos é necessário o conhecimento de sua granulometria e de suas constantes físicas (limite de liquidez [LL]; limite de plasticidade [LP]; índice de plasticidade [IP] e limite de contração [LC]) e outras tais como forma dos grãos, cor, cheiro, friabilidade etc.

De acordo com Caputo (1975b), o solo não deve ser considerado apenas como suporte de uma obra, mas também como material de construção, utilizado na construção de obras como, aterros, barragens, pavimentos de rodovia e aeroportos.

A partir do momento em que se começou a utilizar o solo em uma escala maior para as obras viárias, houve a necessidade de criar sistemas de classificação de solos, levando-se em consideração algumas de suas características físicas principais.

O sistema da “Highway Research Board” (AASHO), aprovado em 1945 sob a designação A.A.S.H.O. M-145 constitui um aperfeiçoamento do antigo sistema da “Public Roads Administration”, proposto em 1929 com algumas modificações introduzidas em 1966 é o que tem sido mais utilizado atualmente.

Outro sistema é o “Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)”, que de acordo com Souza (1980), foi um sistema proposto por Arthur Casagrande para uso pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos E.E.U.U. durante a segunda Guerra Mundial, era baseado no tipo e predominância dos constituintes do solo, tais como tamanho dos grãos, a granulometria, plasticidade e o teor de matéria orgânica. Atualmente, esse sistema está sob designação da norma A.S.T.M. D-287-66T.

Esses dois sistemas de classificação precedem a classificação de solos a partir da distribuição granulométrica e dos limites de Atterberg.

Em relação às características plásticas de um solo, quando esses apresentam características muito finas, na maioria das vezes tornam-se inviáveis do ponto de vista de engenharia, apresentando baixa capacidade de suporte de cargas e expansão elevada.

Um fator importante que contribui nesse contexto é o conhecimento das propriedades dos Solos Lateríticos.

Segundo Nogami e Villibor (1995), devido ao processo de laterização e lixiviação, a fração argilosa do solo passa a ser constituída essencialmente de argilominerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, tornando-se mais estável à presença de água por conta do recobrimento dos argilominerais pelos hidróxidos e óxidos hidratados e tendo suas partículas cimentadas entre si por esses elementos.

Souza (1980) comenta que a pedogênese dos solos das regiões temperadas e tropicais apresenta uma diferença muito grande. Em relação à umidificação e secagem, nas regiões temperadas os finos se encontram quase sempre dispersos e, quando se umidificam, a água envolve separadamente cada grão, provocando a expansão; os solos de regiões tropicais apresentam estrutura concrecionada e a presença de hidróxidos de ferro permite a absorção de água sem que ocorra a expansão.

O autor afirma ainda que mesmo em regiões tropicais as condições da rocha matriz, drenagem, podem se combinar dando origem a outros solos diferentes dos descritos anteriormente.

Villibor *et al* (2007) observam que solos de regiões de clima tropical apresentam uma série de particularidades decorrentes das condições ambientais sendo, portanto, necessário conceituar os tipos genéticos de solos dessas regiões específicas. Dentre os solos típicos de regiões tropicais úmidas, destacam-se os solos Lateríticos e os solos Saprolíticos. Em seus estudos comenta que os lateríticos (later, do latim: tijolo) são solos superficiais, típicos de partes bem drenadas, resultantes da transformação da parte superior do subsolo por ação do intemperismo, processo denominado laterização, que é o enriquecimento do solo por óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio e a permanência da caulinita como argilo-mineral.

Em se tratando de pavimentação de baixo custo, as peculiaridades regionais devem ser levadas em consideração e sendo assim, as metodologias tradicionais, geralmente de origem estrangeira, não poderiam ser utilizadas de forma adequada no Brasil, pois se baseiam no comportamento de solos de países de clima temperados a frio, em ambiente caracterizado pelo inverno rigoroso com congelamento dos mesmos (DELGADO *et al*, 2013).

Para os solos tropicais foi desenvolvido um sistema de classificação específico denominado MCT (Miniatura Compactado Tropical), introduzido no Brasil por Nogami e Villibor (1980), que classifica os solos de acordo com as características específicas determinadas nos ensaios de Mini MCV e de perda de massa por imersão.

De acordo com Santos (2004), tem-se despertado o interesse pelas argilas lateríticas para o uso em bases e sub-bases de pavimentos dado o fato que esse tipo de solo muitas vezes é considerado inapropriado pela Mecânica dos Solos tradicional. O autor cita algumas características desses materiais que os tornam interessantes para o uso em pavimentação de baixo custo, tais como valores de limites de liquidez entre 40 e 50%, índice de plasticidade entre 10 e 20%, massa específica aparente seca máxima elevada para argilas, valores de índice de suporte Califórnia elevados, expansão praticamente desprezível.

Na literatura técnica e científica atual, pode-se constatar o esforço de entender o comportamento desses solos quanto as suas propriedades naturais ou em relação à sua estabilização química, sendo assim uma alternativa de melhoramento das características de resistência e deformabilidade, ampliando seu uso em obras geotécnicas em geral (DELGADO *et al*, 2005).

3.3.- Pavimento

A definição e os objetivos de um pavimento se tornam necessários para o entendimento do papel que os solos têm dentro desse universo, devido a vasta utilização desde elemento de apoio a toda a estrutura rodoviária até sua utilização como material para compor camadas dessa estrutura.

De acordo com Souza (1980), o pavimento é uma superestrutura constituída por camadas de espessuras finitas, como no caso de rodovias, aeroportos e ruas, em que materiais de diferentes resistências e deformabilidades são colocados em contato sobre um semiespaço considerado teoricamente infinito, designado por subleito, que é a infraestrutura ou terreno de fundação. Em termos de atuação de cargas impostas pelo tráfego, esse subleito deve ser estudado, no mínimo, até as camadas de 0,60 a 1,50m de profundidade.

O pavimento é um acabamento indispensável para todas as categorias de estradas, sejam elas de tráfego intenso, vias urbanas, pistas de aviação e muitas outras que por razões econômicas nem sempre são pavimentadas. Estradas com pavimento exercem uma grande atração sobre o tráfego, e quanto maior for a parcela de estradas pavimentadas numa malha rodoviária, menor será o volume de tráfego no restante da rede, o que em algumas situações não justificaria sua pavimentação (FRAENKEL, 1980).

Conforme Kummar (2013), um revestimento flexível deve possuir características a fim de ser resistente à abrasão, compressão, tensão, ações repetidas de carga de roda e de intemperismos sem sofrer ruptura por fadiga. A base é a estrutura de um pavimento a fim de suportar as cargas e transferi-las a uma área maior na sub-base e no subleito, e deve ser dimensionada do ponto de vista estrutural.

A sub-base deve proteger o subleito, além de evitar a ascensão capilar de água no solo e também servir como uma camada de drenagem. Já o subleito pode ser de material natural ou estabilizado e a espessura do pavimento dependerá de sua resistência, se for baixa, a espessura do pavimento será maior e vice-versa.

Lazăr e Diaconu, (2014) destaca a importância da magnitude da capacidade de suporte do subleito e sua influência sobre o comportamento estrutural de um pavimento flexível. A partir de simulações numéricas, foi possível constatar que a influência da capacidade de suporte do subleito é superior nas estruturas de pavimentos com espessuras menores e o aumento do crescimento do nível de tensões em pontos críticos do pavimento quando da perda de capacidade de suporte do subleito. O estudo demonstrou que o estado de tensão e as deformações na estrutura do pavimento são indicadores muito sensíveis das condições do subleito.

Quando se observam as camadas, é possível notar que o solo tem papel fundamental em sua composição. Camadas como o subleito, regularização do subleito e reforço do subleito são constituídas basicamente por solos. Sub-base e base também podem ser constituídas por solos tanto locais quanto provenientes de área de empréstimo.

Cabe salientar que camadas como sub-base e base, que são camadas mais nobres e por isso na maioria das vezes constituídas de material granular, também utilizam solo como material constituinte; até mesmo em seu estado natural ou estabilizado quando ele mesmo é o material principal.

Nogami e Villibor (1995) mencionam que as bases de argila laterítica “in natura” têm sido concebidas graças aos seus elevados valores de resistência e baixa deformabilidade, fato que ocorre por apresentarem baixos valores de umidade e elevadas massas específicas aparentes. Porém, a sua inaplicabilidade decorre, na maioria das vezes, por questões ambientais, com a tendência de aumentarem sua umidade e perderem sua resistência, acompanhadas por expansão.

Segundo o Manual de Pavimentação do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2006) para classificação e para uso de materiais como camada de pavimento, os valores mínimos de CBR exigidos para cada camada são os seguintes:

- Subleito: CBR mínimo de 2 a 3%;
- Reforço do Subleito: CBR maior que o da camada de subleito;
- Sub-base: valor mínimo de 20%;
- Base: para tráfego $N \leq 1 \times 10^6$ CBR $\geq 60\%$ e CBR $\geq 80\%$ para $N \geq 1 \times 10^6$.

Segundo Fraenkel (1980), o pavimento propriamente dito compreende genericamente base, cuja função é estrutural, e a capa de rolamento, cuja função é impermeabilização e revestimento, além de transmitir à base todos os esforços oriundos do tráfego. Por questões de economia, constrói-se a parte inferior da base, camada denominada sub-base, com materiais mais econômicos e com maior espessura.

Sendo assim, as camadas de regularização e de reforço são melhoramentos do terreno de fundação do pavimento.

4 - ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

A necessidade de estabilização de solos surgiu a partir do momento em que esses materiais em seu estado natural já não ofereciam características suficientes para o bom desempenho à finalidade a que eram destinados.

Nesse sentido, Fraenkel (1980) comenta que após o surgimento do automóvel, passaram a existir problemas que levaram à necessidade de estabilização. Materiais argilosos quando em contato com a água abriam-se formando “arrieiras” sobre as rodas e atolavam os veículos com facilidade. As primeiras tentativas de estabilização foram no sentido de empedramento das vias. No final do século XVIII e início do século XIX, Telford e McAdam na Inglaterra e Tressaguet na França dedicaram-se a isso ainda na época das diligências, com rodas de aro metálico e tração animal, período em que ainda se conhecia pouco sobre a Mecânica dos Solos.

De acordo com Bonafé e Specht (2005), o solo, por se tratar do material de construção mais abundante e barato na natureza, precisa ser bem conhecido para aplicação em camadas de pavimentos, pois em condições naturais nem sempre apresenta condições técnicas suficientes para atender aos requisitos necessários para uso como material de construção ou para suporte de estruturas de engenharia.

Segundo Araújo e Barroso (2007), para a construção de bases e sub-bases, uma alternativa é a estabilização dos materiais locais através de estabilização mecânica ou com a incorporação de aditivos químicos como cal, cimento, betume, sais minerais ou materiais à base de enzimas.

Conforme Vargas (1977), o processo de estabilização de solos é aquele que lhe confere uma maior resistência estável às cargas, desgaste ou à erosão através da compactação, diminuição da plasticidade, correção da granulometria ou através da adição de produtos que confirmam uma coesão por meio da aglutinação ou cimentação dos seus grãos.

Estabilizar um solo é utilizar um processo de qualquer natureza física, físico-química ou mecânica de forma a torná-lo estável para os limites de sua utilização e ainda fazer com que a estabilidade alcançada permaneça sob ação das cargas exteriores e ações climáticas variáveis (BAPTISTA, 1976a).

De modo geral, a estabilização de um solo envolve dotar esse material de características necessárias para resistir a deformações e à ruptura durante o período em que estiver atuando como material que necessite de tais características, independente da finalidade (SENÇO, 2001).

Mukesh e Patel (2012) citam alguns dos benefícios da estabilização, tais como economia com escavações para a substituição dos solos locais, possibilidade de não haver interrupções no cronograma em áreas com condições de clima e meteorologia que impeçam o trabalho em certas épocas do ano, problemas com custo de importação para o suprimento de material adequado quando a localização da obra se torna um fator negativo e redução das espessuras das camadas que compõem a estrutura do pavimento quando o subleito está estabilizado.

A escolha do tipo de estabilização não é tão simples, variando desde as propriedades dos solos e dos ligantes até as condições climáticas, de tráfego, de drenagem e também as questões econômicas (CAPUTO, 1975b).

4.1- Estabilização Química

A estabilização química tem como objetivo melhorar as propriedades de engenharia do solo mesmo em contato com a umidade melhorando as interações entre as partículas de solo e as moléculas de água de maneira que seu comportamento não seja afetado (BRAZETTI e DOMINGUES, 1998a).

Caputo (1975b) cita quatro tipos de estabilização: por adição de aglutinantes, como o solo-cimento, a estabilização betuminosa, estabilização por adição de deliquescentes, tais como CaCl_2 e MgCl_2 , para evitar a formação de poeiras e manter a umidade e a estabilização com outros produtos.

O autor cita o uso de certos tipos de resinas orgânicas como agente químico, cujo principal objetivo é repelir a água quando misturados ao solo em pequenas porcentagens (0,5 a 2% do peso do solo seco).

Para os solos argilosos, o aumento da umidade torna-os instáveis, já os granulares, por outro lado, perdem sua estabilidade quando secos. Assim, torna-se viável estabilizar o solo com o objetivo de manter a sua umidade.

Na estabilização química, materiais higroscópicos também podem ser utilizados com o intuito de reter a umidade dos solos. Podem ser os cloretos de cálcio e sódio, melaços e produtos da escória da indústria de papel. Porém, o cloreto de cálcio é o mais conhecido e utilizado, principalmente nos Estados Unidos. Tais materiais podem ser utilizados na forma sólida ou líquida, podendo ser adicionados à água utilizada para alcançar a umidade ótima do material (TRRL, 1951).

Em estudo realizado por Eren e Filiz (2009), utilizaram-se métodos convencionais de estabilização, empregando cal e cimento em comparativo com uma mistura de aditivos químicos em um solo com aproximadamente 44% de silte e argila, e notou-se significativo aumento do índice de suporte Califórnia e diminuição do índice de plasticidade, o que os caracteriza como material tanto para base ou sub-base de pavimento. Mas devido aos custos comparativos, o uso da cal se mostrou mais viável economicamente.

Kolay *et al* (2011) utilizaram cimento, cal e a combinação desses com cinza volante em um solo argiloso, obtendo significantes melhoras na resistência à compressão simples, onde a combinação desses estabilizantes se mostrou mais eficiente do que utilizados de forma isolada. O melhor resultado foi obtido com cimento, porém a mistura de cal e cinza volante atingiu quase 80% dos resultados obtidos com uma porcentagem alta de cimento.

Na estabilização betuminosa do solo, uma série de produtos como, por exemplo, betumes asfálticos e diluídos, óleos, alcatrão e emulsões são adicionados ao solo em pequenas quantidades para agirem como elemento a fim de aglutinar as partículas umas às outras (TRRL, 1951).

4.1.1- Aditivos Químicos

Conforme Brazetti (1996), a utilização de aditivos teve grande impulso durante a Segunda Guerra Mundial, período em que havia a necessidade de construção rápida de pavimentos para fins militares em praias ou locais remotos. Nessas situações a estabilização com cal e cimento era inviável devido às grandes quantidades demandadas desses materiais.

Nessa fase grandes esforços foram realizados em termos de pesquisa para a tentativa de adequação dos solos às situações em que no seu estado natural não era possível. O princípio do uso do aditivo químico era de formar uma ligação entre as partículas utilizando o princípio da troca iônica e o aditivo poderia estabelecer essas ligações criando moléculas capazes de unir as partículas e assim formar um composto solo-aditivo bem resistente (BRAZETTI, 1996).

Conforme Brazetti (1996), os primeiros aditivos orgânicos eram à base de lignosulfatos e melação de cana, e tratavam o solo evitando a formação de poeira e lama. Em seguida, muitos outros compostos foram criados à base de saliva de cupim sintetizada, enzimas similares às do cupim, cátions orgânicos de amônia gordurosa, resina emulsionada aglutinante, ácido sulfônico aromático de grande poder de aglutinação, biocatalizadores de estabilização, entre outros. No Brasil, esses aditivos surgiram em meados dos anos 60 e se desenvolveram nos anos 70. Após a liberação da importação, vários aditivos de origem Sul-Africana, Argentina, Suíça, Uruguia, Americana surgiram além dos nacionais.

O mesmo autor cita algumas das aplicações, que podem ser para a melhoria de materiais a serem utilizados em camadas de pavimento, construção de bases de pátios de estacionamento, camadas minimizadoras de ruídos e vibrações, na reciclagem de pavimentos, no auxílio para a melhora das condições de compactação de solos e em outras áreas como, por exemplo, controle de erosão, fabricação de materiais para alvenaria, construção de lagos artificiais, injeção de reforço de fundações entre outros.

Segundo Shankar *et al* (2009), íons carregados positivamente da água de mistura da argila estão presentes ao redor das partículas de argila criando um filme de água ao seu redor e se mantêm absorvidos em sua superfície ou ligados a ela. A água absorvida ou a dupla camada dá à argila sua plasticidade. Em alguns casos, a argila pode expandir e o tamanho da dupla camada aumentar, porém ela pode reduzir-se ao secar.

Portanto, para a verdadeira melhora das propriedades do solo, é necessário reduzir permanentemente a espessura da dupla camada. Processos de troca catiônica podem realizar isso. Ao utilizar processos de fermentação, micro-organismos podem produzir enzimas de estabilização em larga quantidade. Essas enzimas de estabilização de solos catalisam as reações entre a argila e os cátions orgânicos e aceleram as trocas catiônicas sem tornar-se parte do produto final.

As bioenzimas são substâncias químicas, orgânicas, líquidas e concentradas com uso cada vez mais frequente na estabilização de agregados e materiais terrosos para aplicação na construção rodoviária e em outras áreas da pavimentação (BRAZETTI e MURPHY, 2000).

A utilização de bioenzimas como agente estabilizante vem sendo pesquisada há décadas e tem sua ação diretamente ligada à fração fina (silte e argila) dos solos que são as frações mais abundantes dos materiais-alvo desse tipo de técnica de estabilização.

De acordo com Brazetti e Domingues (1998b), num aditivo à base de enzimas necessita-se de alta porcentagem de argila, pois esses finos contêm húmus, que é a fonte de matéria orgânica para a ação das enzimas. Já nas bioenzimas, soma-se às proteínas da enzima uma população de micro-organismos capazes de produzir componentes orgânicos necessários às reações enzima-argilomineral. Portanto, a utilização desse tipo de aditivo se torna mais eficaz em solos que em princípio não teriam características ideais para serem utilizados.

No Brasil, mais especificamente nos estados do Ceará, Paraná e Rio Grande do Sul, alguns projetos experimentais foram desenvolvidos com a utilização de bioenzima como agente estabilizante de diversos tipos de solos em diferentes aplicações rodoviárias. As características dos materiais, tipos de obras e resultados observados são descritos por (BRAZETTI e MURPHY, 2000).

4.1.2- Estabilização com cimento

Outro agente utilizado na estabilização química é o cimento, que embora seja mais utilizado para solos arenosos, pode também ser utilizado em qualquer tipo de material, inclusive nos mais siltosos ou argilosos.

De acordo com Caputo (1975b), a maioria dos solos pode ser estabilizada com cimento de maneira eficiente e econômica. Segundo o autor, a “*Portland Cement Association*” recomenda que os solos a serem estabilizados com cimento satisfaçam a alguns requisitos como:

- Diâmetro máximo de 3”,
- Porcentagem que passa na peneira nº40: de 15 a 100%,
- Limite de Liquidez menor que 40% e Índice de Plasticidade menor que 18%.

E as quantidades de cimento variam de 8 a 22% do volume do solo.

Nas misturas de solo com cimento, dependendo da quantidade utilizada do aglomerante, têm-se dois materiais distintos: o solo cimento e o solo melhorado com cimento. Conforme Souza (1980), nos solos melhorados com cimento em que pequenos teores são utilizados, o objetivo é melhorar as características quanto a sua plasticidade e sensibilidade à água. Já no solo-cimento, a mistura deve satisfazer além dos requisitos citados anteriormente, à melhora nas características de densidade, durabilidade, resistência e de acentuada rigidez à flexão.

De acordo com Zhang e Tao (2008), os solos tratados com cimento são misturados com baixas dosagens com ou sem o objetivo de melhora de resistência dependendo das suas funções, ao passo que solos estabilizados com cimento são misturados com altas dosagens com o objetivo de aumento da resistência.

A mistura solo-cimento é derivada de um produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água em proporções estabelecidas através de métodos de dosagem. O procedimento de melhora das qualidades dessa mistura ocorre pelo processo de cimentação com o aumento do tempo de cura, o que lhe confere ganho de coesão, tendo como resultado final materiais com características superiores quando comparados aos materiais originais; como, por exemplo, capacidade de suporte a esforços de compressão e tração, redução de compressibilidade e permeabilidade (BECHARA *et al*, 2010).

Para Mukesh e Patel (2012), os ganhos de resistência decorrentes do uso de cimento ocorrem através do mesmo tipo de reação pozolânica encontrada na estabilização com cal. Nos dois materiais é encontrado o cálcio necessário para as reações pozolânicas acontecerem, embora a origem da sílica necessária para essas reações possam diferir.

O autor comenta também que ao contrário da cal, em que a sílica é obtida através da quebra da argila, a estabilização com cimento não necessita que ocorra essa quebra, pois o cimento já contém a sílica. Sendo assim, a estabilização com cimento necessita apenas de água para que o processo de hidratação ocorra, sendo relativamente independente das propriedades do solo.

Segundo Bandeira *et al* (2008) é comum no Estado de São Paulo a utilização de base de solo arenoso fino laterítico (SAFL) para estradas de baixo volume de tráfego ou de base de solo cimento quando o tráfego for da ordem de 1×10^7 de solicitações do eixo padrão. Nesse mesmo trabalho os autores citam que já foram realizados mais de dez mil quilômetros de estradas usando bases de solo laterítico em seu estado natural ou estabilizado com cimento e que mesmo após 30 anos, muitas dessas estradas ainda estão em excelentes condições.

4.2- Estabilização Mecânica

A estabilização mecânica ocorre através da variação da energia de compactação e da estabilização granulométrica. O aumento da energia propicia a redução dos vazios e força os grãos a um melhor entrosamento, o que resulta em melhoria na capacidade de suporte. Segundo Souza Junior (2005), os principais benefícios alcançados são o aumento da massa específica, da resistência ao cisalhamento, capacidade de suporte através do Índice de Suporte Califórnia (CBR) e também a redução do índice de vazios, a permeabilidade, e contração e a compressibilidade.

De acordo com Cavalcante e Barroso (2009), o emprego do aumento da energia de compactação se aplica quando em uma dada energia não se atinge as especificações exigidas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) em relação ao valor do CBR, mas para alguns materiais o uso de uma energia maior pode descaracterizá-los, ocasionando quebra de suas partículas, alterando sua granulometria e diminuindo assim sua resistência.

Na estabilização granulométrica o princípio está na correção da curva granulométrica do solo, fornecendo a ele uma maior variedade de dimensões de partículas, obtendo como resultado final um material com um volume de vazios reduzido, melhorando assim suas propriedades para aplicação rodoviária (CAVALCANTE e BARROSO (2009).

No tocante à estabilização granulométrica, quando da presença de grandes quantidades de partículas finas (silte e argila) no solo, é possível realizar a correção de sua granulometria introduzindo um material granular de origem não convencional para a pavimentação, caso das areias utilizadas na construção de moldes para fundição de peças metálicas, conhecidas como Areia Descartada de Fundição (ADF).

Segundo Guney *et al* (2006), areia de fundição é uma mistura de sílica, aditivos orgânicos e bentonita como ligante, e são únicos para cada processo. As quantidades relativas de aditivos e ligantes determinam algumas de suas propriedades. Os altos custos de disposição e o potencial de uso impulsionam as pesquisas para o seu reaproveitamento.

O desenvolvimento de pesquisas para reduzir a disposição da areia de fundição está relacionado com sua reutilização fora da atividade de fundição, ou seja, na reciclagem secundária. Quando esse tipo de material é incorporado aos solos lateríticos que não tem características suficientes ao emprego como base e sub-base de pavimentos, podem fornecer materiais com características semelhantes ao de um solo arenoso fino laterítico (SAFL) (KLINSKY e FABBRI, 2009).

O uso de bases e sub-base empregando o SAFL já é consagrado. De acordo com Villibor *et al* (2007), já haviam sido executados aproximadamente 12.300 quilômetros de estradas usando base de SAFL, sendo mais de 8.000 no Estado de São Paulo, com alguns pavimentos apresentando boas condições mesmo após 25 anos de uso.

Outros trabalhos no Brasil e ao redor do mundo foram desenvolvidos na tentativa de viabilizar esse tipo de resíduo. Klinsky e Fabri (2009) desenvolveram uma pesquisa com Areia Descartada de Fundação (ADF) incorporada a solos argilosos, visando seu uso como camada de base e sub-base para rodovias de baixo volume de tráfego e vias urbanas com Volume Diário Médio de veículos (VDM) inferior a 1500 veículos e com número $N \leq 5 \times 10^6$ solicitações de eixo padrão de 80kN e concluíram que misturas com alto teor de ADF atingem os estipulados pelas normas e são classificadas como resíduo Classe II- A, não perigoso e não inerte.

Em trabalho desenvolvido por Guney *et al* (2006), misturas de areia de fundição e resíduo granular de fundição misturadas com cal e cimento foram realizadas para investigar o reuso como sub-base em rodovias. Investigada através de ensaios de RCS e CBR concluiu-se que a resistência é altamente dependente do período de cura, energia de compactação e presença de cal e cimento, e em contato com a água não oferece riscos ambientais.

No Brasil, em 2009, foi criada a norma NBR 15702, que estabelece diretrizes para a aplicação de ADF em asfalto e aterros sanitários e em 2011, a NBR 15984, que estabelece as diretrizes para projeto, construção e operação de áreas para receber, processar, armazenar e destinar as areias descartadas de fundição para fins de reuso, reciclagem ou disposição.

5- MATERIAIS UTILIZADOS

Nesse capítulo serão apresentados os materiais utilizados na pesquisa com características iniciais como procedência, localização e outras. Características específicas serão apresentadas no capítulo referente aos resultados obtidos.

5.1- Solo

O solo estudado foi coletado no campus I da Unicamp em Limeira, SP, sendo esse um material característico da região. Para a escolha da jazida levou-se em consideração um local com pouco ou nenhum tráfego para que pudesse ser preservado o ponto de coleta, não correndo risco de contaminação ou outro tipo de ocorrência que pudesse mudar as características originais do material, e onde não houvesse a necessidade de escavações profundas, garantido a homogeneidade do material. Foi executada uma remoção da camada superficial também para garantir a homogeneidade do material conforme a Figura 5.1.



Figura 5.1: Local de coleta e remoção da camada superficial.

5.2- Aditivo (Bioenzima)

Segundo Silva (2007), o aditivo químico estudado é um material composto basicamente por extrato fermentado de melaço de cana, sulfatantes não iônicos, potássio como clorido, alumínio como sulfato e cálcio como clorido, possuindo a finalidade de melhorar a trabalhabilidade e as características do solo. O produto seria capaz de promover o colapso dos materiais orgânicos do solo alterando suas propriedades físicas e químicas.

De acordo com o fabricante, o aditivo pode ser aplicado em solos não granulares, de partículas finas coesivas, com 15 a 65% passando na peneira nº 200 (0,075mm). O material considerado nesse estudo possui aproximadamente 80% dos grãos passando na referida peneira, isto é, fora do intervalo indicado. Contudo, atende aos demais requisitos quanto aos limites de consistência e índice de plasticidade.

5.3- Cimento

O cimento utilizado nessa pesquisa foi do tipo CII-E-32 por ser de fácil aquisição comercial.

5.4- Areia descartada de fundição (ADF)

A ADF empregada nesse estudo provém do pátio de uma empresa de fundição sediada na cidade de Piracicaba, SP, especializada na fundição de peças de grande e pequeno porte em materiais como ferro, aço, carbono, inox, alumínio e ligas de zinco. A empresa usa o processo de moldagem em areia verde utilizando 78% de areia de quartzo, 20% de cimento portland e 2% de vinhaça, o processo é 100% manual.

São geradas mensalmente em torno de 500 toneladas de ADF. Antes de se tornar resíduo ela é reaproveitada em torno de 3 a 5 vezes dependendo dos requisitos da peça a ser moldada. Cerca de 20% deste resíduo é destinado a aterro licenciado e outros 80% utilizados na fabricação de blocos.

6- ESTUDO EXPERIMENTAL

6.1- Introdução

Nesse capítulo serão apresentados os ensaios com os materiais utilizados na pesquisa, e todo o programa de investigação utilizado, através inicialmente de um esquema geral da pesquisa, e os específicos para cada técnica de estabilização utilizada. Os ensaios foram realizados no laboratório de Solos e Pavimentação da Faculdade de Tecnologia – Unicamp, campus de Limeira. Na Figura 6.1, é mostrado o esquema geral da pesquisa, apresentando todas as técnicas utilizadas.

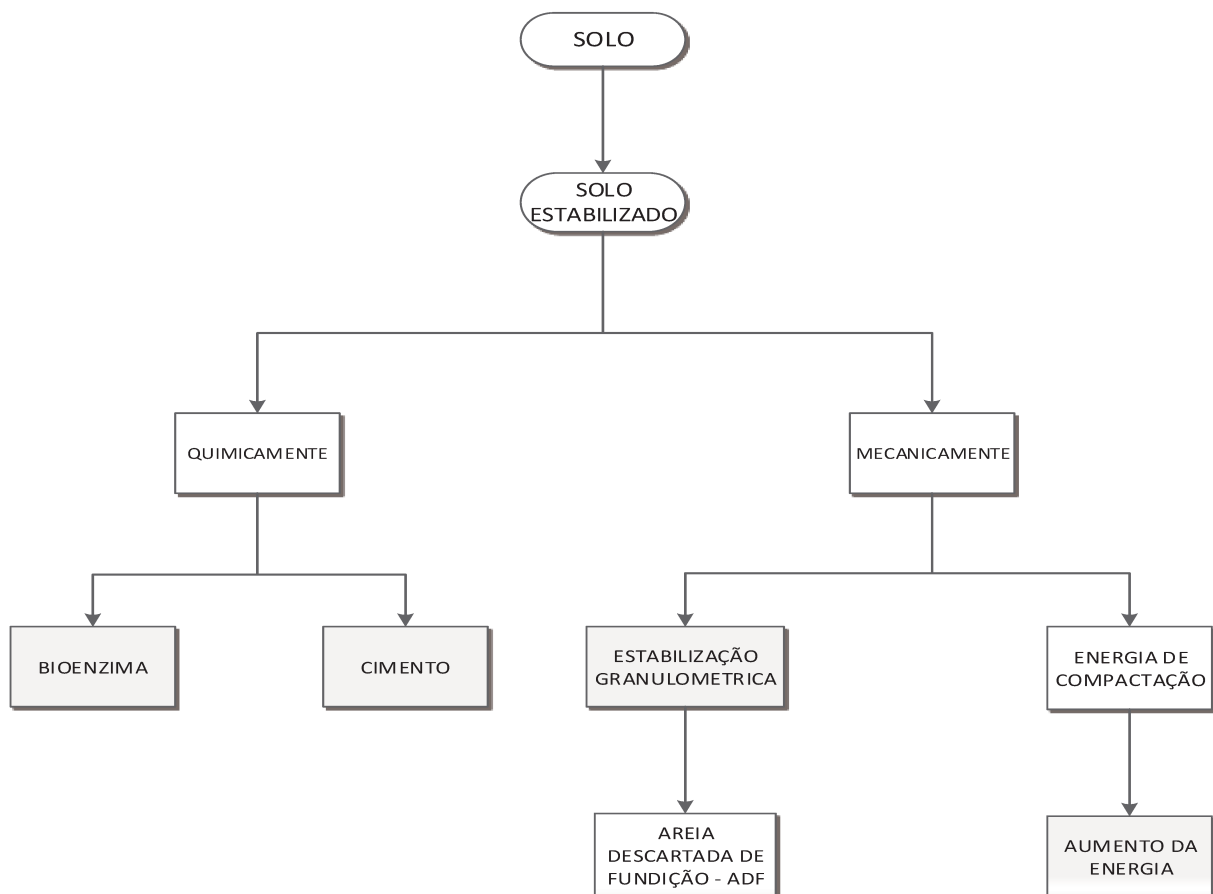


Figura 6.1: Esquema geral da pesquisa.

6.2- Solo

Em laboratório, o solo coletado inicialmente passou por um processo de preparação de acordo com a norma NBR 6457-1986a, que consistiu de destorroamento, homogeneização e quarteamento, sendo armazenado para posterior realização dos ensaios de caracterização e ensaios para a determinação das propriedades mecânicas. A Figura 6.2 mostra o esquema de investigação para o solo natural.

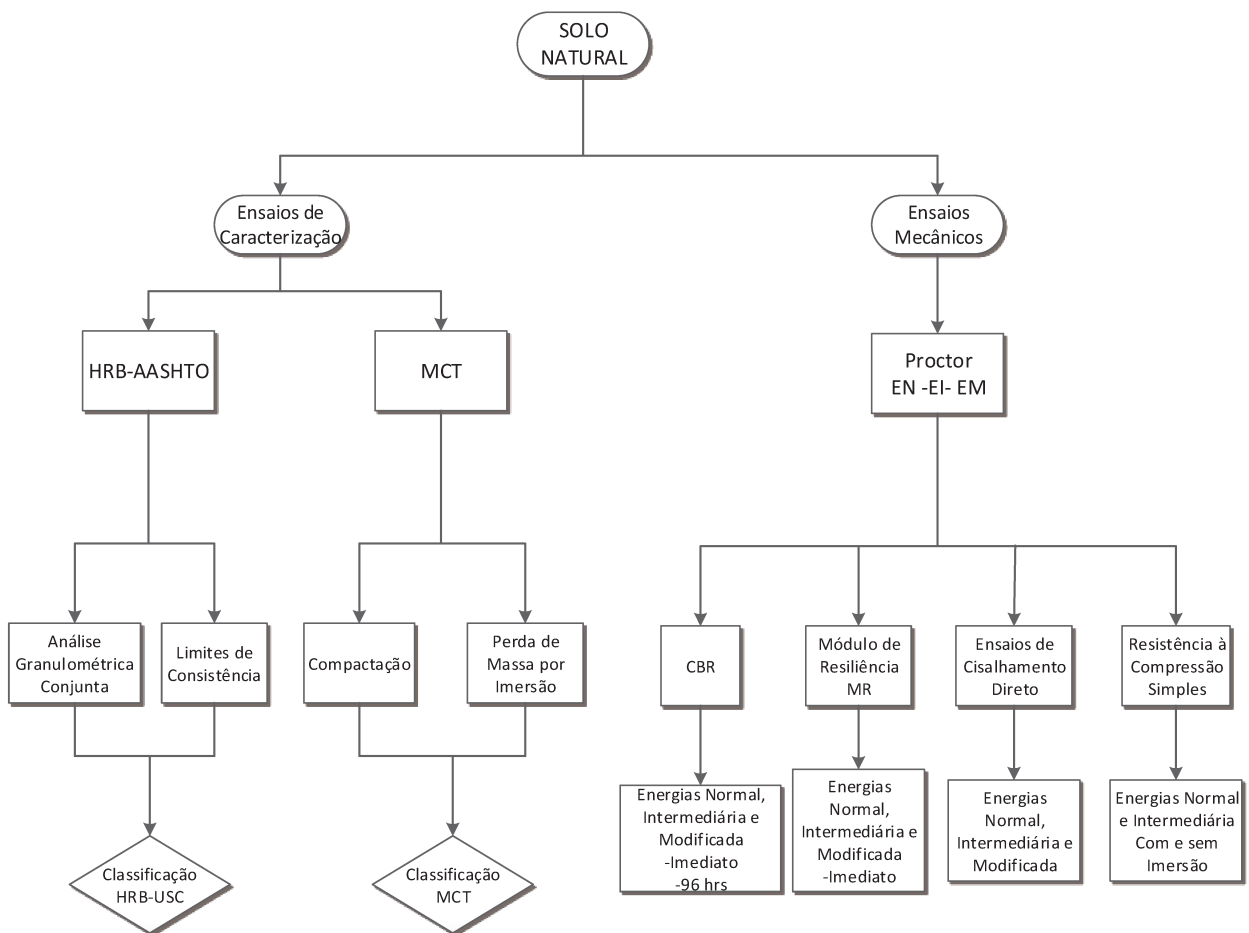


Figura 6.2: Esquema dos ensaios com o solo natural.

Os ensaios realizados seguiram as seguintes normas técnicas:

- Determinação da Massa Específica dos Sólidos – (NBR 6508-1984b),

- Determinação da Distribuição Granulométrica das Partículas – (NBR 7181-1984d),
- Determinação do Limite de Liquidez – (NBR 6459-1984a),
- Determinação do Limite de Plasticidade – (NBR 7180-1984c),
- Ensaio Mini-MCV - (DNER-ME 258-1994),
- Ensaio de Perda de Massa por Imersão – (DNER-ME 256-1994),
- Ensaio de Compactação – (NBR 7182-1986b),
- Ensaio de Índice de Suporte Califórnia – (NBR 9895-1987),
- Ensaio de Resistência à Compressão Simples - (NBR 12024-2012),
- Ensaio de Resistência à Compressão Simples – (NBR12025-2012),
- Ensaio de Cisalhamento Direto - (ASTM D6528 – 07)
- Ensaio Triaxiais Cíclicos – (AASHTO-T307-1999).

Nos ensaios mecânicos, para avaliar a influência da energia de compactação, foram realizados ensaios nas energias normal, intermediária e modificada.

6.3- Areia Descartada de Fundição – ADF

Após a coleta, o material foi preparado em laboratório para a realização de ensaios de caracterização, segundo as seguintes normas técnicas:

- Determinação da Massa Específica dos Sólidos – (NBR 6508-1984b),
- Determinação da Distribuição Granulométrica das Partículas – (NBR 7181-1984d),
- Ensaio ambientais – Resíduos Sólidos - Classificação – (NBR 10004 – 2004).

6.4- Solo-Bioenzima

Para escolha das quantidades de bioenzima a serem adicionadas ao solo, considerou-se inicialmente a recomendação do fabricante de se utilizar de 0,4 a 0,6 mililitros de aditivo para cada 10 quilos de solo. Dessa forma, foram adotadas as seguintes quantidades para ensaio: 0,4, 0,5 e 0,6 ml/10 kg de solo.

Adicionalmente, para avaliar o efeito de menores e maiores quantidades no comportamento mecânico do solo considerou-se uma quantidade de bioenzima de 0,2, 0,8 e 1,0 ml/10 kg de solo, respectivamente. Cabe ressaltar que os teores de 0,2 e 1,0 ml/10 kg solo foram utilizados apenas nos ensaios de CBR, na tentativa de certificar quanto às dosagens sugeridas pelo fabricante. Durante o trabalho, a unidade utilizada foi de ml/10kg de solo. Se fosse utilizada em porcentagens teríamos, 0,002%, 0,004%, 0,005%, 0,006%, 0,008% e 0,01%

Na Figura 6.3, é mostrado o esquema de investigação para o solo bioenzima.

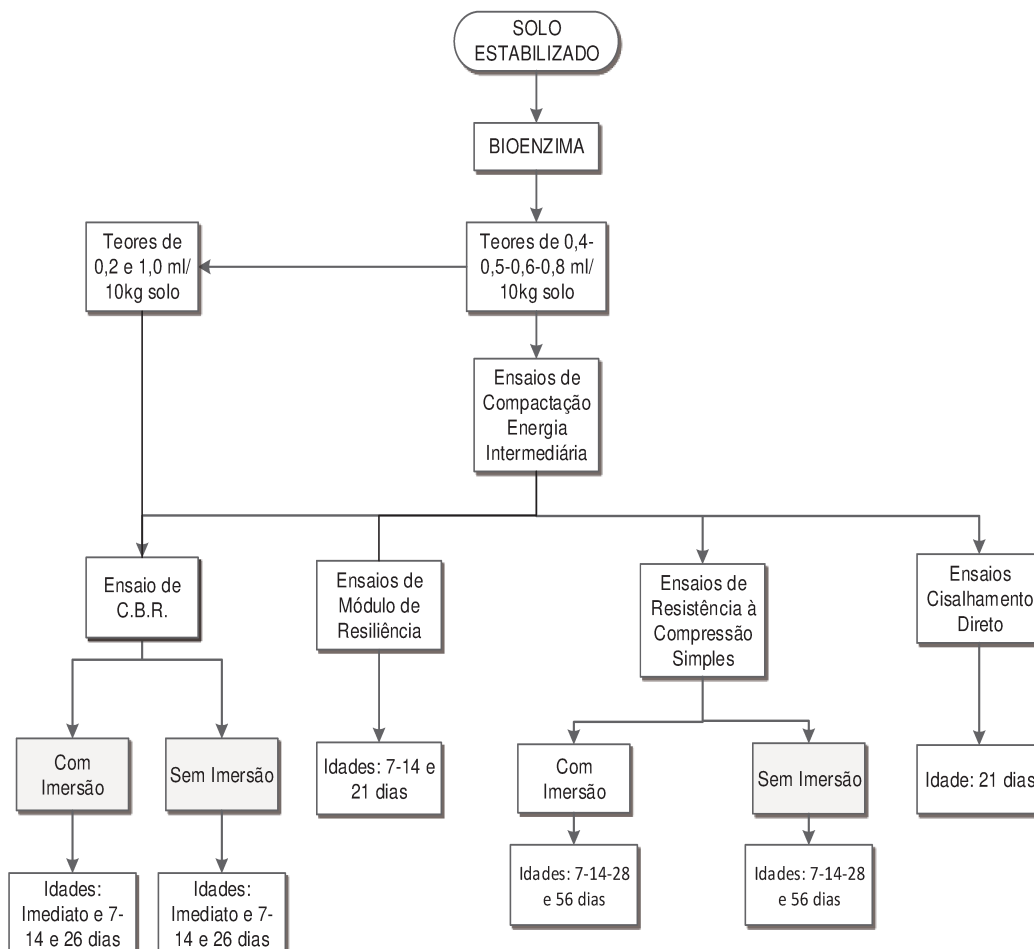


Figura 6.3: Esquema dos ensaios com o solo bioenzima.

Os ensaios realizados seguiram as seguintes normas técnicas:

- Ensaio de Compactação – (NBR 7182-1986b),
- Ensaio de Índice de Suporte Califórnia – (NBR 9895-1987),
- Ensaio de Resistência à Compressão Simples - (NBR 12024-2012),
- Ensaio de Resistência à Compressão Simples – (NBR12025-2012),
- Ensaio de Cisalhamento Direto - (ASTM D6528 – 07),
- Ensaio Triaxiais Cíclicos – (AASHTO-T307-1999).

Como os ensaios com bioenzima caracterizam-se na busca pela melhora nas características mecânicas do solo aditivado em relação ao natural, os ensaios iniciais foram o de compactação Proctor na energia intermediária, e dessa forma foi possível verificar o efeito da adição do material e de sua quantidade nos valores de massa específica aparente seca máxima (ρ_{dmax}) e umidade ótima (w_o).

Para a aplicação do aditivo, o mesmo foi misturado à água utilizada para o umedecimento do solo conforme Figura 6.4, sendo posteriormente homogeneizado e destorroado, pois o ensaio foi realizado com reaproveitamento de material.



Figura 6.4: Aplicação da bioenzima na água para os ensaios mecânicos.

A partir dos resultados de massa específica aparente seca máxima (ρ_{dmax}) e umidade ótima (w_o) obtidos no ensaio de compactação Proctor, foi realizada a moldagem dos corpos de prova para o ensaio de ISC ou CBR na energia intermediária para avaliar o efeito da quantidade de bioenzima no valor do CBR.

A recomendação do fabricante é de que os corpos de prova sejam ensaiados sem imersão prévia após um período de cura de 3 semanas, condição contrária à recomendação da norma NBR 9895-1987. Sendo necessário o ensaio com imersão, a recomendação é que seja realizada a cura dos corpos de prova por pelo menos duas semanas para posterior imersão e ensaio.

Nesse trabalho os ensaios de CBR foram realizados de duas formas, sem a imersão e também após período de imersão, de forma a avaliar o efeito da água. Para avaliar o efeito do tempo de cura, foram adotados quatro períodos, a saber: 0 (imediato), 7, 14 e 26 dias de cura. Como critério foi adotado a imersão dos corpos de prova durante as últimas 96 horas de cada um dos períodos de cura para todos os teores de bioenzima.

Com relação ao último período, a ideia inicial era a realização do ensaio aos 21 dias; contudo, problemas com o equipamento levaram ao aumento do período de cura. Fato que, no entanto, não interferiu na avaliação proposta.

Para a cura, os corpos de prova foram deixados em cima de uma bancada com as sobrecargas sobre o material, porém, para evitar a perda de umidade por evaporação, os cilindros foram envolvidos em filme plástico, conforme Figura 6.5.

Como forma de controle da umidade, foram coletadas amostras do solo úmido durante a fase de moldagem e após a ruptura no ensaio CBR.



Figura 6.5: Cura dos corpos de prova para o ensaio de CBR.

Para os ensaios de Módulo de Resiliência foi realizada a compactação dos corpos de prova na energia intermediária com dimensões de 10 x 20 cm, com base nos resultados de ρ_{dmax} e w_o . Para avaliar o efeito do tempo de cura sobre o M_R do solo, foram adotados três períodos, a saber: 7, 14 e 21 dias de cura. Foi preparado um corpo de prova para cada condição de dosagem e período de cura estudado.

Para a realização da cura, os corpos de prova foram moldados e envoltos em filme plástico e colocados em câmara úmida para evitar a perda de umidade, conforme Figura 6.6.



Figura 6.6: Cura dos corpos de prova para a determinação do MR.

Os corpos de prova foram submetidos a ensaios triaxiais cíclicos, conforme Figura 6.7, para determinação do M_R segundo a sequência de ensaio da norma T307-99 (AASHTO, 1999), considerando-se as sequências de tensões base/sub-base (vide Tabela 6.1).



Figura 6.7: Ensaios Triaxiais Cíclicos para determinação do MR.

Tabela 6.1: Sequência de ensaio para base/sub-base segundo a AASHTO T 307-99.

Sequência n°	Tensão confinante σ_3 (kPa)	Tensão desvio σ_d (kPa)	Número de aplicações de carga
0	103,4	103,4	500-1000 (condicionamento)
1	20,7	20,7	100
2	20,7	41,4	100
3	20,7	62,1	100
4	34,5	34,5	100
5	34,5	68,9	100
6	34,5	103,4	100
7	68,9	68,9	100
8	68,9	137,9	100
9	68,9	206,8	100
10	103,4	68,9	100
11	103,4	103,4	100
12	103,4	206,8	100
13	137,9	103,4	100
14	137,9	137,9	100
15	137,9	275,8	100

Para os ensaios de resistência à compressão simples, foram realizados ensaios de acordo com a NBR 12025-2012 nas energias normal e intermediária nas idades de 7, 14, 28 e 56 dias, e para avaliar o efeito da água sobre os materiais, optou-se pelo ensaio com e sem imersão prévia de 4 horas à ruptura, mesmo critério de tempo estabelecido pela NBR 12024-2012 para misturas de solo-cimento.

A inclusão de um período de cura maior para as misturas com bioenzima teve por objetivo avaliar o efeito da estabilização em períodos mais longos. Para cada condição estudada foram confeccionados e ensaiados três corpos de prova com dimensões 5 x 10 cm, e ficaram acondicionados em câmara úmida. Após a cura, alguns corpos foram imersos e outros foram diretamente para a prensa que é mostrada na Figura 6.8.



Figura 6.8: Ruptura dos corpos de prova para a determinação da RCS.

Para a realização dos ensaios de Cisalhamento Direto também foram utilizados os valores de ρ_{dmax} e w_o , obtidos nos ensaios de compactação Proctor. O período de cura adotado foi de 21 dias, que é o tempo que o fabricante recomenda antes da realização dos ensaios. Os corpos de prova foram envolvidos em filme plástico a fim de conservar a umidade de moldagem.

Os ensaios foram conduzidos de forma rápida, ou seja, não adensado e não drenado, e as tensões normais aplicadas foram de 32,5, 65 e 130 KPa, sendo esses, os mesmos valores utilizados como tensão confinante nos ensaios de Módulo de Resiliência. A Figura 6.9 mostra o esquema de ensaio.



Figura 6.9: Ensaio de Cisalhamento Direto.

6.5- Solo-cimento

As dosagens de cimento utilizadas foram de 1% até 10% com variação de 1% e um teor adicional de 15% nos ensaios de compactação; e nos ensaios de resistência a compressão simples RCS, as dosagens foram de 5, 10 e 15%. Ambos os ensaios foram realizados nas energias normal e intermediária de compactação. A Figura 6.10 mostra o esquema de ensaios utilizados para as misturas solo-cimento.

Para os ensaios de RCS, foram compactados e ensaiados três corpos de prova de dimensões 5 x 10cm de acordo com NBR 12024-2012 e NBR 12025-2012 para cada condição estudada, que foram tempo de cura de 7, 14 e 28 dias, condição com e sem imersão prévia à ruptura e energia de compactação normal e intermediária, totalizando 36 corpos de prova.

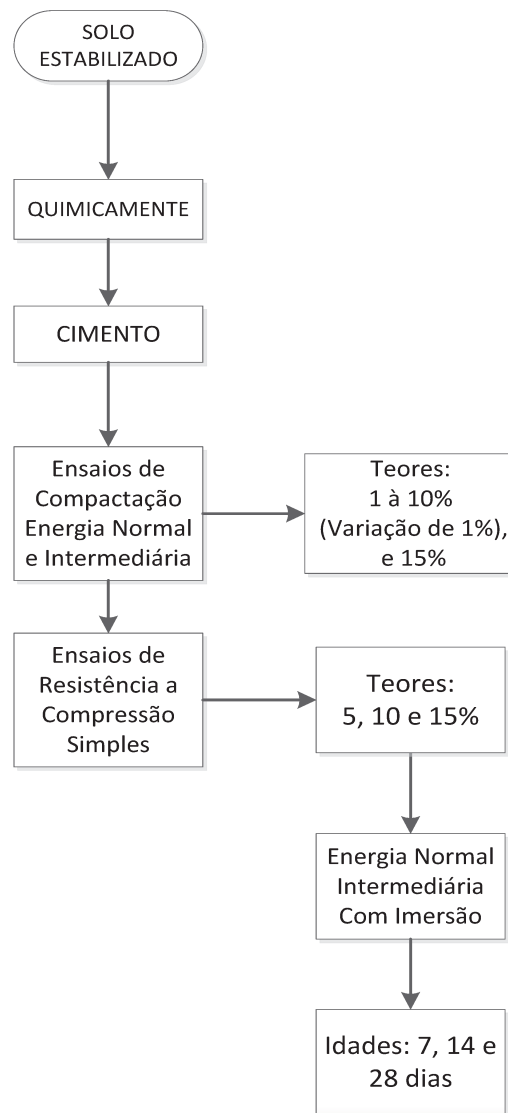


Figura 6.10: Esquema dos ensaios com o solo-cimento.

Durante o procedimento de cura, os corpos de prova foram mantidos em câmara úmida com umidade e temperatura controladas de acordo com a NBR 12024-2012 e após esse período, imerso durante 4 horas antes da ruptura, conforme Figura 6.11.

Para avaliar o efeito da água nas misturas, foram ensaiados também corpos de prova sem o procedimento de imersão de 4 horas, previamente ao ensaio de ruptura.



Figura 6.11: Cura e imersão dos corpos de prova de solo-cimento.

6.6- Solo-ADF

6.6.1- Preparação das misturas solo - ADF

Foram compostos solos artificiais a partir da mistura de solo natural e de teores crescentes de ADF. Para obter uma visão ampla do comportamento frente à adição de ADF ao solo, optou-se pelas seguintes porcentagens em peso, a saber: 20, 30, 40, 50, 60, 70 e 80%.

Para garantir a homogeneidade das misturas, essas foram realizadas anteriormente a cada ensaio, conforme Figura 6.12, obtendo assim as proporções exatas de cada material, uma vez que, se misturadas em grande quantidade, poderia haver a segregação dos materiais comprometendo assim os resultados.



Figura 6.12: Misturas Solo-ADF.

O esquema de ensaios utilizados na pesquisa com ADF é mostrado no esquema da Figura 6.13.

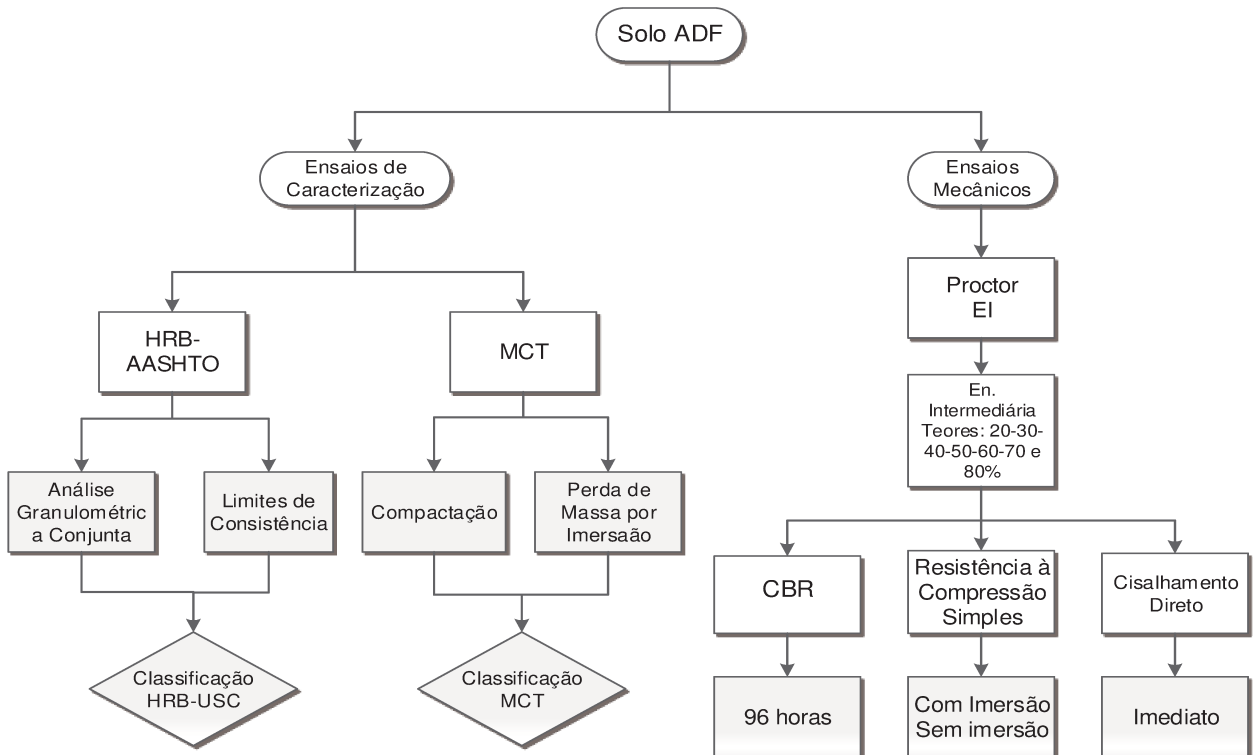


Figura 6.13: Esquema dos ensaios com o solo ADF.

Os ensaios realizados atenderam às seguintes normas técnicas:

- Determinação da Massa Específica dos Sólidos – (NBR 6508-1984b),
- Determinação da Distribuição Granulométrica das Partículas – (NBR 7181-1984d),
- Determinação do Limite de Liquidez – (NBR 6459-1984a),
- Determinação do Limite de Plasticidade – (NBR 7180-1984c),
- Ensaio Mini-MCV - (DNER-ME 258-1994),
- Ensaio de Perda de Massa por Imersão – (DNER-ME 256-1994),
- Ensaio de Compactação – (NBR 7182-1986b),
- Ensaio de Índice de Suporte Califórnia – (NBR 9895-1987),
- Ensaio de Resistência à Compressão Simples - (NBR 12024-2012),
- Ensaio de Resistência à Compressão Simples – (NBR12025-2012),
- Ensaio de Cisalhamento Direto - (ASTM D6528 – 07)

Devido à importância dos valores de CBR, uma vez que são utilizados no dimensionamento das camadas, foram executados seus ensaios conforme especificação de norma, que indica sua realização com no mínimo cinco pontos de umidade (CBR simultâneo); bem como foi realizada uma bateria de ensaios moldados apenas na umidade ótima.

7- APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesse capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios tecnológicos e a discussão desses resultados.

7.1- Solo Natural

Foi realizada a amostragem do material em campo para a determinação de suas características físicas e propriedades mecânicas do solo compactado. A Tabela 7.1 apresenta as características físicas do material em campo (não compactado).

Tabela 7.1 – Características físicas do solo natural (não compactado)

Material	W (%)	n (%)	e	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{nat} (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Não compactado	27,6	59,7	1,48	2,79	1,434	41	31	10

Figura 7.1 ilustra a distribuição granulométrica do solo estudado. Observa-se que, segundo a NBR 6502-1995, o solo possui aproximadamente 23% de areia, 22% de silte e 55% de argila, podendo ser classificada como argila areno-siltosa.

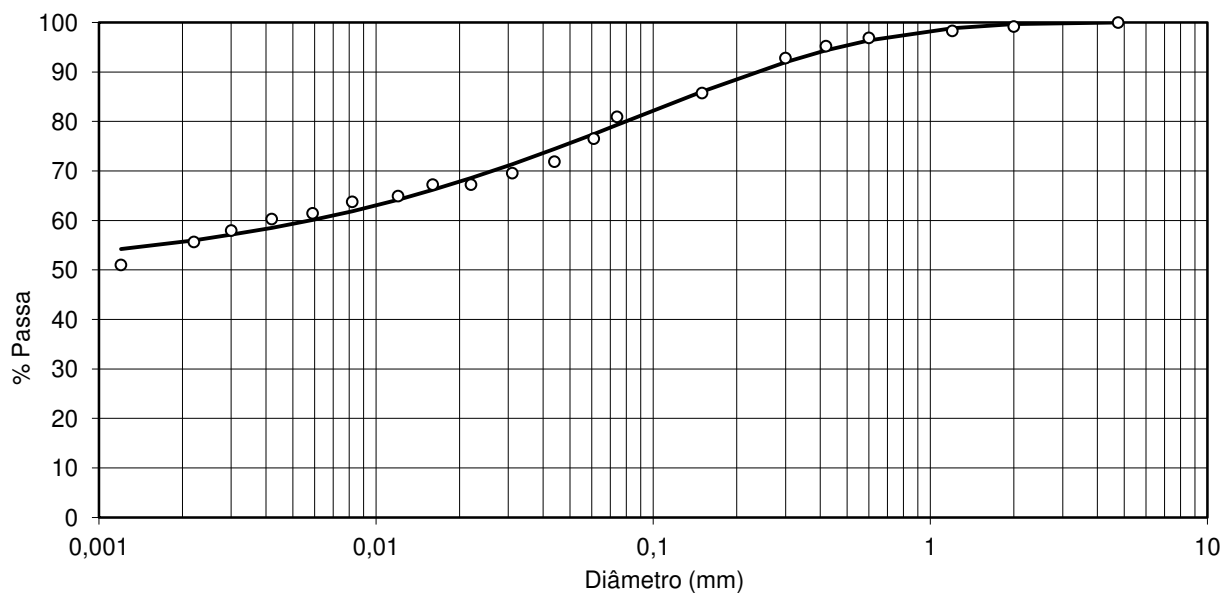


Figura 7.1: Distribuição granulométrica do solo estudado.

Os ensaios de caracterização permitiram classificar o solo como A-5 e ML, segundo as classificações HRB e unificada respectivamente. Em relação à classificação MCT, o solo é laterítico argiloso (LG'), com parâmetros $c'=2,00$ e $e'=1,0$.

Os valores obtidos nos ensaios de compactação, CBR, RCS são apresentados na Tabela 7.1a e mostram as variações devido às diferentes energias de compactação utilizadas.

Na Tabela 7.1b são apresentados os resultados dos parâmetros de resistência do solo, obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, assim como a porosidade e índice de vazios.

Tabela 7.1a: Valores obtidos nos ensaios de compactação, CBR, RCS e Cisalhamento Direto para o solo natural compactado.

Energia	ρ_{dmax} (g/cm ³)	Wot (%)	C.B.R. (%)	E (%)	RCS- imerso (MPa)	RCS- não imerso (MPa)
Normal	1,589	23,4	19	0,30	0	0,80
Intermediária	1,665	21,9	33	0,25	0	1,18
Modificada	1,736	20,7	42	0,08	0	1,77

Tabela 7.1b: Valores de umidade, porosidade, índice de vazios e parâmetros de resistência para o solo natural compactado.

Energia	W (%)	Coesão (kgf/cm ²)	Ângulo Atrito ϕ	N (%)	e
Normal	23,4	0,143	47°	43	0,76
Intermediária	21,9	0,359	42°	40	0,68
Modificada	20,7	1,489	40°	38	0,61

Pode-se observar nos dados da Tabela 7.1a que o aumento da energia de compactação em relação à energia normal aumentou os valores da massa específica aparente seca máxima em cerca de aproximadamente 5% e 9%, com diminuição da umidade ótima em cerca de 7% e 13%, tal como esperado.

Em relação ao CBR, o acréscimo foi de aproximadamente 74% e 121% para as energias intermediária e modificada respectivamente em relação à energia normal, e a redução da expansão foi de aproximadamente 17% e 73% também para as duas energias em relação à normal.

Nos ensaios de RCS, na condição imersa como estabelece a norma, não foi possível ensaiar, uma vez que os corpos não tiveram estrutura suficiente para a realização do ensaio, desfazendo-se na presença da água. Na condição não imersa, houve um aumento aproximado de resistência da ordem de 48% para a energia intermediária e 121% para a energia modificada, em relação à energia normal.

Os ganhos decorrentes do aumento da energia de compactação ocorrem principalmente devido à redução do índice de vazios e da porosidade do material, como apresentado na Tabela 7.1b, resultando no aumento da sua massa específica, tornando-o mais resistente. Nos ensaios de CBR é fácil notar que esses efeitos dificultam a penetração da água em seus vazios, resultando em um ganho considerável de resistência.

A variação dos índices físicos pode ser observada também nos resultados do ensaio de cisalhamento direto, onde o aumento da energia de compactação resultou no aumento de coesão com a diminuição do ângulo de atrito.

7.2- Areia Descartada de Fundação – ADF

Em laboratório, o material foi preparado para realização dos ensaios para determinação da massa específica dos sólidos e análise granulométrica.

A determinação da massa específica apresentou resultado de $2,69 \text{ g/cm}^3$. Não foi possível realizar os ensaios de limites de consistência, pois se trata de um material com aproximadamente 5% de areia grossa, 95% de média e 5% de areia fina. Na Figura 7.2 é representada sua curva granulométrica.

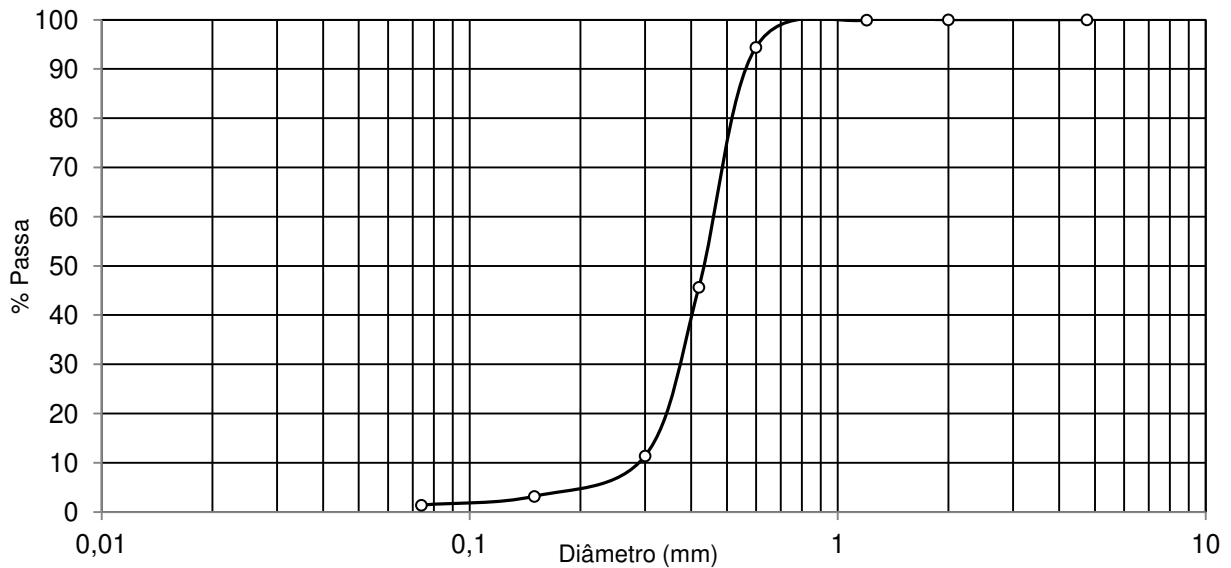


Figura 7.2: Distribuição granulométrica da ADF estudada.

7.3- Solo Bioenzima

Para esse aditivo o foco principal foi quanto à influência das quantidades da bioenzima e ao tempo de cura, uma vez que sua ação fundamenta-se em propriedades de aglutinação que aumentam com o tempo.

7.3.1- Ensaio de Compactação

O procedimento experimental desenvolvido na energia intermediária permitiu avaliar a influência da adição da bioenzima nos valores de umidade ótima (w_o) e massa específica seca máxima (ρ_{dmax}). Os valores determinados para estes parâmetros nas diferentes condições de análise são apresentados na Tabela 7.2.

Para melhor visualização dos resultados, as Figuras 7.3 e 7.4 apresentam os resultados para o solo puro nas três energias de compactação e para o solo bioenzima na energia intermediária respectivamente.

Tabela 7.2: Variação da umidade ótima (w_o) e da massa específica aparente seca máxima (ρ_{dmax}) com a quantidade de bioenzima adicionada ao solo.

Teor de bioenzima (ml/10 kg)	Parâmetros (En.Intermediária)		Variação da w_o		Variação de ρ_{dmax}	
	w_o (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	Absoluta	Relativa (%)	Absoluta (g/m ³)	Relativa (%)
0,0	21,9*	1,665*	---	---	---	---
0,4	23,0	1,613	1,1	5,0	-0,052	-3,22
0,5	22,5	1,612	0,6	2,74	-0,053	-3,29
0,6	22,0	1,617	0,1	0,5	-0,048	-2,88
0,8	21,7	1,617	-0,2	-1,0	-0,048	-2,97

*valor de referência relativo ao material puro

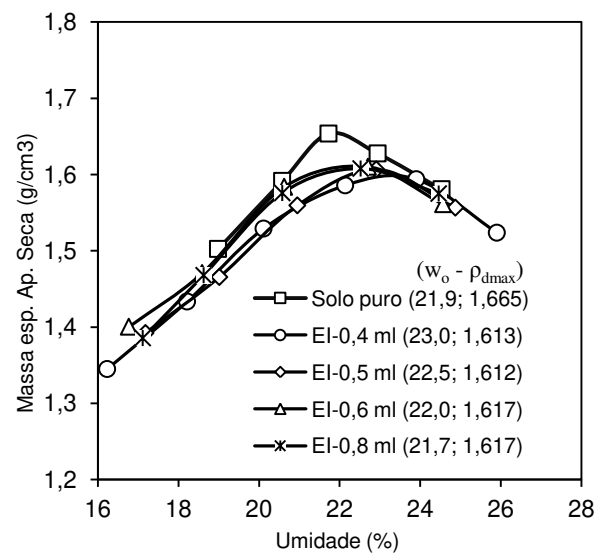
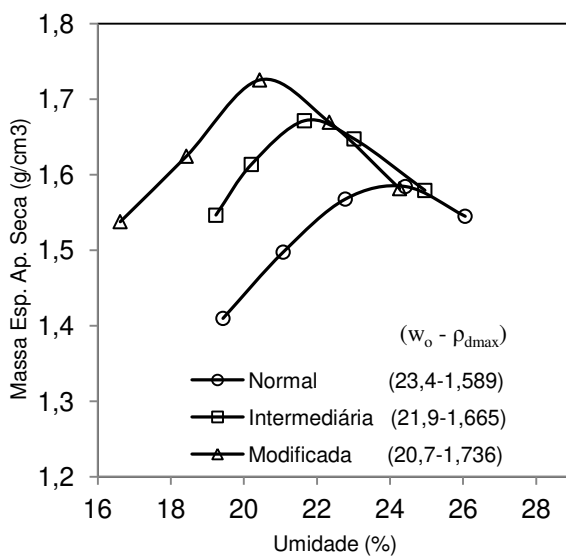


Figura 7.3: Variação da energia de compactação. Figura 7.4: Variação do teor de bioenzima.

Observando a Tabela 7.2 verifica-se que a adição da bioenzima produziu uma redução média de 3% no valor de ρ_{dmax} quando comparado ao solo natural. Contudo, quando se compara os valores obtidos para todos os teores de bioenzima, as variações foram muito pequenas.

O que ocorreu foi uma proximidade dos resultados, com diferenças praticamente insignificantes. Sendo assim, não ficou evidente qualquer variação em relação à massa específica em função da quantidade de aditivo.

Em relação à umidade ótima, tomando-se como referência o solo natural, verificou-se um aumento de aproximadamente 5% no valor da w_o para a menor quantidade de estabilizante e, a partir deste, uma pequena redução da umidade ótima com o aumento do teor da bioenzima. Apenas o maior teor apresentou um valor de w_o inferior ao do solo sem adição.

Verifica-se nas Figuras 7.3 e 7.4 que a adição de teores crescentes de bioenzima produziu variações somente em torno dos valores obtidos ao solo puro. Isso mostra que nos ensaios de compactação a adição de bioenzima não atingiu os ganhos obtidos com o aumento da energia de compactação modificada, até porque a variação das dosagens é muito pequena e seu efeito não é imediato, de acordo com o fabricante.

7.3.2- Influência do período de cura no valor do CBR

Como já citado anteriormente, foram realizados ensaios com e sem imersão das amostras, com períodos de cura de 7, 14 e 26 dias para todos os teores de bioenzima propostos. A Tabela 7.3 mostra os resultados obtidos para todas as condições de ensaio, período de cura e teor de estabilizante.

Para as misturas ensaiadas em condição não imersa, após a realização dos ensaios foram retiradas amostras para controle da umidade. A comparação entre os teores de umidade de moldagem e após os períodos de cura mostrou desvios menores que $|0,71|\%$, que corresponde à máxima perda de umidade observada para um corpo de prova ensaiado após 26 dias.

Tabela 7.3: Valores do CBR para as diferentes quantidades de bioenzima, períodos de cura e condição de ensaio.

Condição de ensaio - CBR (%)	Teor de bioenzima (ml/10 kg)	Tempo de cura (dias)			
		Imediato	7	14	26
CBR Não Imerso	0,0	42			
	0,2	31	50	46	47
	0,4	33	40	53	57
	0,5	49	56	63	68
	0,6	60	66	70	76
	0,8	55	67	70	71
	1,0	50	51	52	52
CBR Imerso	0	33 (96 horas)			
	0,2	-	34	38	37
	0,4	-	35	46	41
	0,5	-	42	32	35
	0,6	-	42	40	39
	0,8	-	35	41	37
	1,0	-	35	37	36
Média geral condição imersa		38			
Desvio padrão		4,4			
Coeficiente de variação		10,2%			

Para cada situação estudada, foram compactados e ensaiados três corpos de prova.

A Figura 7.5 mostra a variação do CBR em função do período de cura e para as diferentes quantidades de bioenzima. Apenas para fins de análise foram adicionadas linhas tendência lineares resultantes de procedimento de regressão linear, contudo, sem a intenção de estabelecer modelos de previsão de comportamento.

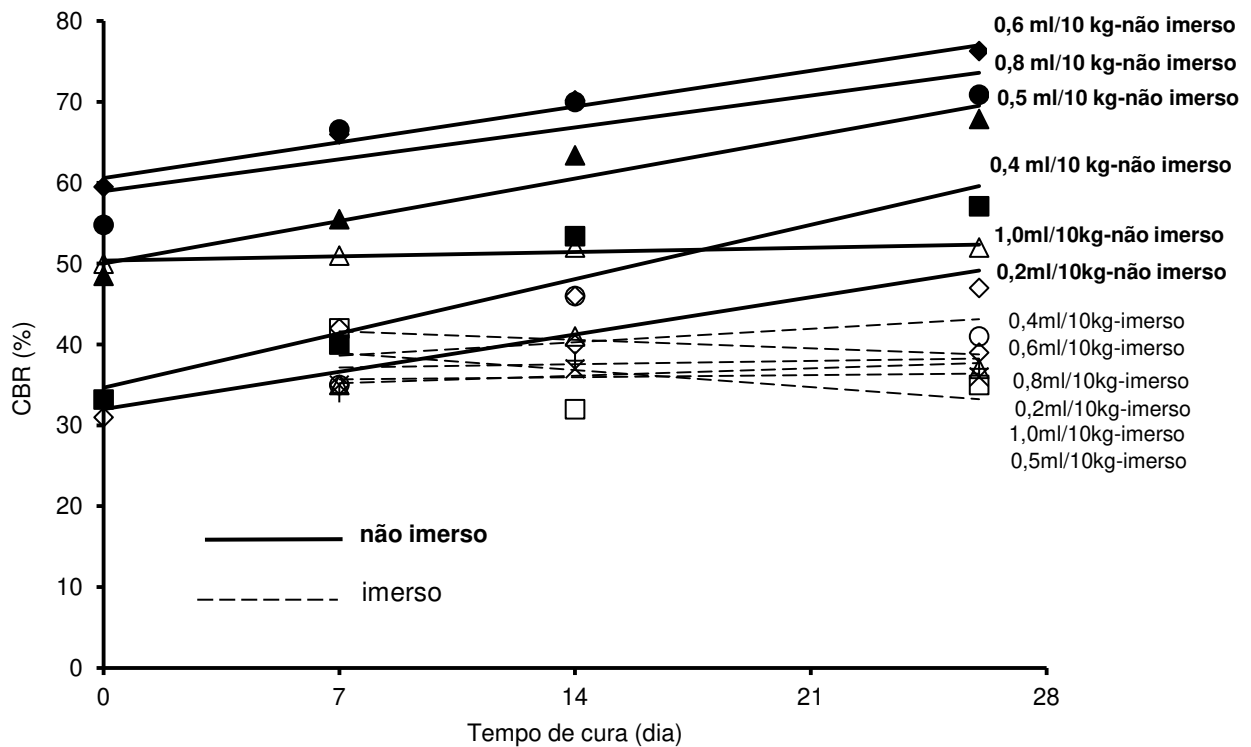


Figura 7.5: Tempo de cura versus CBR para condição imersa e não imersa.

Analisando-se a Figura 7.5, observa-se para os ensaios realizados sem imersão uma tendência de aumento do valor do CBR com o aumento do tempo de cura para todas as quantidades de enzimas estudadas.

Contudo, a taxa de crescimento do CBR tende a diminuir com o aumento da quantidade de enzima. Em valores absolutos, as taxas de crescimento do CBR observadas foram de aproximadamente 0,96, 0,75, 0,63 e 0,56%/dia, respectivamente, para 0,4, 0,5, 0,6 e 0,8 ml/10 kg de solo.

No caso dos ensaios realizados com imersão, não foi possível identificar um padrão de comportamento, ora a tendência resultou em aumento do CBR, ora em redução. Verifica-se, porém, que independentemente do teor de enzima e do período de cura, a imersão por 96 horas no final do processo de cura dos corpos de prova resultou em redução do valor do CBR, agrupando-se em torno de um valor médio de 38% (vide Tabela 7.3).

Ressalta-se que cada um dos valores de CBR na condição imersa apresentado corresponde à média de três determinações e que o valor médio de 38% foi calculado a partir dos 54 ensaios de CBR realizados, representando assim a média das médias.

A análise do coeficiente de variação (CV) levando-se em conta o valor calculado de 4,0% para o desvio padrão amostral indica baixa dispersão dos resultados dos ensaios, ensejando o uso desse valor médio como boa estimativa para o valor do CBR na condição analisada. O CV indica que, em média, os desvios relativamente à média atingem 10,2% do valor desta.

Assim, para as análises subseqüentes, decidiu-se por adotar o valor médio do CBR da condição imersa como representativo dessa condição, independente do teor de enzima e do período de cura.

7.3.3- Influência da adição da bioenzima no valor do CBR

Analisando-se a Tabela 7.3, para condição não imersa é possível observar o aumento do CBR com o aumento da quantidade de bioenzima para valores entre 0,4 e 0,6 ml/10 kg de solo, sendo que para dosagens superiores houve uma tendência de estabilização ou redução dos valores. Essa situação pode ser também observada na Figura 7.6.

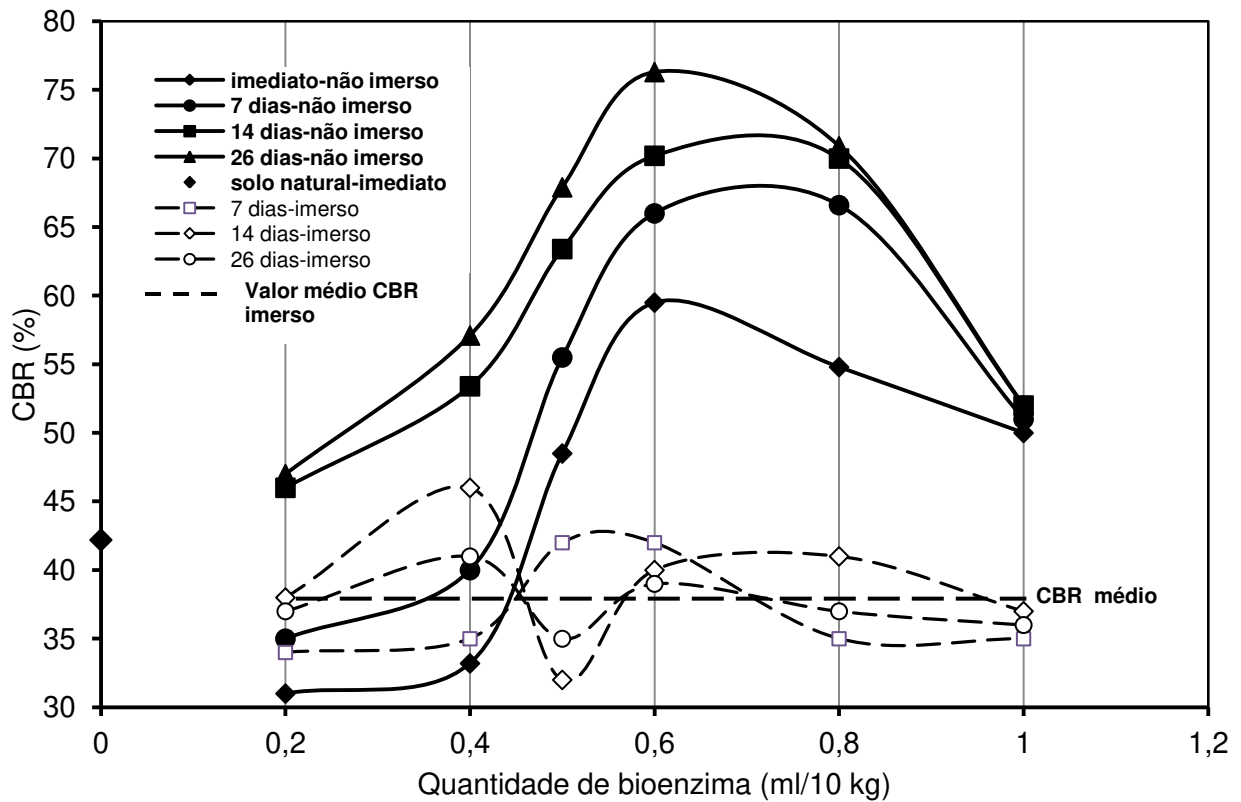


Figura 7.6: Variação do CBR versus quantidade de bioenzima.

Tomando-se como referência para as análises o CBR obtido para 0,4 ml/10 kg de solo, observa-se que para os dois primeiros períodos de cura (0 e 7 dias) houve aumento médio de 44% no valor do CBR com adição de 0,1 ml/ de bioenzima. Ampliando-se para 0,2 ml/, o aumento médio observado foi de 74% para esses mesmos aumentos, mas para os dois últimos períodos de cura (14 e 26 dias), o aumento médio verificado foi de, respectivamente, 19% e 33%.

Para acréscimos maiores de enzima, superando a taxa de 0,6 ml/10 kg, observou-se para todos os tempos de cura uma tendência de redução no valor do CBR, ou redução na taxa de crescimento do CBR. Essa condição vai de encontro à recomendação do fabricante de usar taxas de enzima entre 0,4 e 0,6 ml/10 kg na medida em que, para o solo estudado, taxas superiores a essa não resultariam em ganhos de resistência suficientes para justificar seu uso.

Comparando-se os valores de CBR imediato e aos 26 dias é possível observar que para 0,4 ml/10 kg de solo há um aumento de 72% no valor do CBR. Para 0,5, 0,6 e 0,8 ml/10 kg de solo observou-se, para a mesma condição, aumentos de 39%, 27% e 29% no valor do CBR, respectivamente.

Observa-se também, na Figura 7.6, a existência de um único ponto para o solo natural, e que corresponde ao valor de CBR de 42% para ensaio imediato. Analisando-se a mesma figura, verifica-se que para o ensaio imediato a adição da bioenzima a uma taxa de 0,4 ml/kg de solo inicialmente produziu uma redução no valor do CBR. Até aos 7 dias de cura o valor do CBR permaneceu abaixo do valor encontrado para o solo natural. Para todas as demais taxas e períodos de cura, os valores do CBR foram superiores ao do solo natural.

Acredita-se que esse comportamento esteja relacionado ao comportamento observado com relação ao teor ótimo de umidade e massa específica aparente seca máxima. Para a taxa de 0,4 ml/kg de solo, a umidade ótima determinada foi aproximadamente 5% (em termos relativos) superior ao valor determinado para o solo puro, o que pode ter contribuído para redução observada.

7.3.4- Influência da imersão no valor do Índice de Suporte Califórnia

Analisando-se a Figura 7.6, observa-se que, exceto para o solo estabilizado com 0,4 ml de bioenzima ensaiado imediatamente após a compactação, todos os valores de CBR na condição não imersa são maiores que o valor médio adotado na condição imersa de 38%.

Verifica-se assim que a imersão eliminou todos os ganhos provenientes do período de cura e do aumento do teor de estabilizante. O CBR imerso médio é inferior ao obtido para o solo natural ensaiado na condição imediata, mas ainda assim, superior ao do solo natural ensaiado após 96 horas de imersão, que tem um valor de 33%.

Comparando-se os valores para estabilização com 0,6 ml/10 kg, verifica-se que os valores do CBR não imerso são 58%, 74%, 84% e 100% maiores que o valor médio na condição imersa, respectivamente para 0, 7, 14 e 26 dias de cura.

Como os estudos estavam concentrados apenas na obtenção e avaliação dos resultados de CBR, não foram investigados os motivos específicos que levaram à grande variação dos valores entre condição imersa e não imersa.

Cabe ressaltar que embora para fins de dimensionamento pelo método do CBR os valores a serem considerados são os da condição imersa, estudos realizados por Souza *et al.*,(1977), Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos (P.A.E.P) de 1979 a 1984, ambos descritos por Medina (1997), Villibor (1981) e Bernucci *et al.* (2000) mostram que se a drenagem for adequada do ponto de vista da engenharia, nas regiões tropicais os teores de umidade de equilíbrio das camadas do pavimento encontram-se abaixo da umidade ótima determinada em laboratório, mesmo em períodos de chuva.

7.3.5- Ensaio Triaxiais Cíclicos

Os experimentos segundo o planejado permitiram avaliar o efeito da adição de uma bioenzima no módulo de resiliência (M_R) de um solo fino laterítico, bem como o efeito do período de cura sobre o mesmo parâmetro.

Os ensaios triaxiais cíclicos foram modelados matematicamente para verificar a influência do estado de tensão sobre os valores de M_R para todas as condições analisadas. Avaliaram-se três modelos usualmente considerados em estudos desse tipo, como apresentados na Tabela 7.4.

A Tabela 7.5 apresenta os parâmetros de regressão e os coeficientes de determinação (R^2), estes utilizados para avaliar a adequação do modelo proposto na representação dos pontos experimentais, nesse estudo tratado por desempenho do modelo; determinados para cada uma das condições estudadas.

Tabela 7.4: Modelos avaliados na representação do MR em função do estado de tensão.

Modelo		
Potencial ($k\text{-}\sigma_d$)	$M_R = k_1\sigma_d^{k_2}$	(eq. 1)
Potencial ($k\text{-}\sigma_3$)	$M_R = k_1\sigma_3^{k_3}$	(eq. 2)
Composto ($k\text{-}\sigma_d\text{-}\sigma_3$)	$M_R = k_1\sigma_d^{k_2}\sigma_3^{k_3}$	(eq. 3)

Tabela 7.5: Parâmetros de regressão k_1 , k_2 e k_3 e coeficientes de determinação (R^2) para os ensaios triaxiais cíclicos em todas as condições estudadas e modelos avaliados.

Período de cura		7 dias			14 dias			21 dias			Energia	Solo natural (ensaio imediato)		
Teor de bioenzima	Coefficientes	(eq.1)	(eq.2)	(eq.3)	(eq.1)	(eq.2)	(eq.3)	(eq.1)	(eq.2)	(eq.3)		(eq.1)	(eq.2)	(eq.3)
0,4	k_1	2468	1464	2355	1174	988	1167	1153	1421	1465	Normal	2978	1082	2847
	k_2	-0,17	---	-0,16	-0,08	---	-0,08	-0,17	---	-0,02		-0,37	---	-0,37
	k_3	---	-0,07	0,00	---	-0,05	0,00	---	-0,23	-0,22		---	-0,15	0,01
	R^2	0,81	0,22	0,81	0,86	0,34	0,86	0,31	0,95	0,95		0,98	0,30	0,98
0,5	k_1	3933	2974	4264	3544	2383	3669	2178	2103	2701	Intermediária	2657	2157	2580
	k_2	-0,22	---	-0,18	-0,24	---	-0,20	-0,20	---	-0,10		-0,24	---	-0,23
	k_3	---	-0,17	-0,06	---	-0,15	-0,04	---	-0,21	-0,17		---	-0,21	0,00
	R^2	0,83	0,68	0,89	0,77	0,65	0,83	0,45	0,78	0,86		0,94	0,52	0,95
0,6	k_1	4512	3023	4360	4829	2656	4571	1895	1805	2007	Modificada	10426	6478	8975
	k_2	-0,19	---	-0,18	-0,22	---	-0,20	-0,10	---	-0,09		-0,22	---	-0,21
	k_3	---	-0,12	0,00	---	-0,08	0,00	---	-0,10	-0,03		---	-0,12	0,03
	R^2	0,81	0,39	0,81	0,84	0,36	0,84	0,80	0,52	0,85		0,71	0,20	0,71
0,8	k_1	8817	2398	6091	5799	3166	5809	5680	4920	5413				
	k_2	-0,29	---	-0,33	-0,23	---	-0,24	-0,20	---	-0,20				
	k_3	---	-0,02	0,13	---	-0,11	0,01	---	-0,18	0,01				
	R^2	0,80	0,00	0,93	0,86	0,37	0,86	0,90	0,45	0,90				

Analisando-se a Tabela 7.5, observa-se que o modelo composto (eq. 3) apresentou o melhor desempenho em todos os casos avaliados, determinado por um R^2 maior ou igual ao R^2 observado para os demais modelos considerados e na mesma condição de ensaio.

Também como forma de se avaliar a qualidade da modelagem, verifica-se que, exceto por um único caso que apresentou um valor 0,71, os coeficientes de determinação são maiores ou iguais a 0,80. Assim, considera-se que, de forma geral, a modelagem apresentou bons resultados.

Portanto, considerando-se o valor de R^2 como parâmetro comparativo para se avaliar o desempenho dos modelos na representação do M_R em função do estado de tensão, conclui-se que os melhores resultados correspondem ao modelo composto.

Dessa forma, e levando-se em conta a tendência observada em nosso País de se privilegiar a sua utilização, as análises que se seguem são realizadas com base nesse modelo.

A Figura 7.7 ilustra o comportamento do módulo de resiliência em função dos estados de tensão determinados a partir do modelo composto para o solo natural e sem cura para diferentes energias de compactação. Os ensaios com o material natural foram realizados após um dia da compactação dos corpos de prova.

As Figuras 7.8, 7.9 e 7.10 ilustram esse mesmo comportamento, porém para diferentes teores de bioenzima agrupados pelo mesmo tempo de cura utilizando a energia de compactação intermediária (EI).

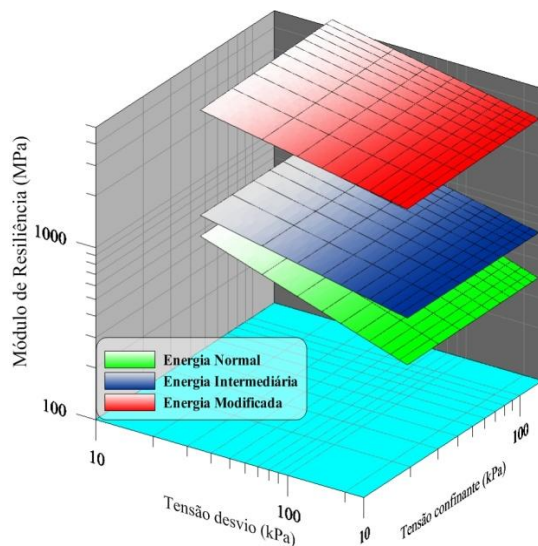


Figura 7.7: Variação do MR para diferentes energias de compactação, ensaiados sem estabilizante e sem cura.

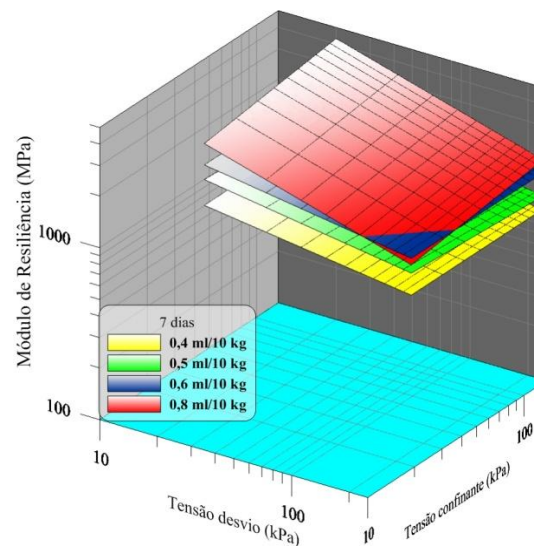


Figura 7.8: Variação do MR para diferentes teores de bioenzima ensaiados com 7 dias de cura (EI).

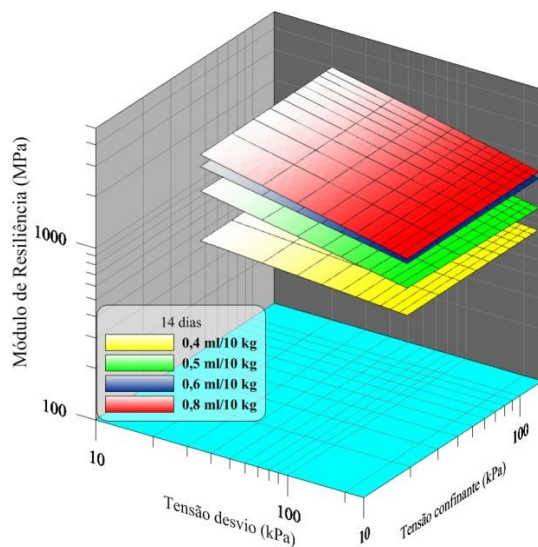


Figura 7.9: Variação do MR para diferentes teores de bioenzima ensaiados com 14 dias de cura (EI).

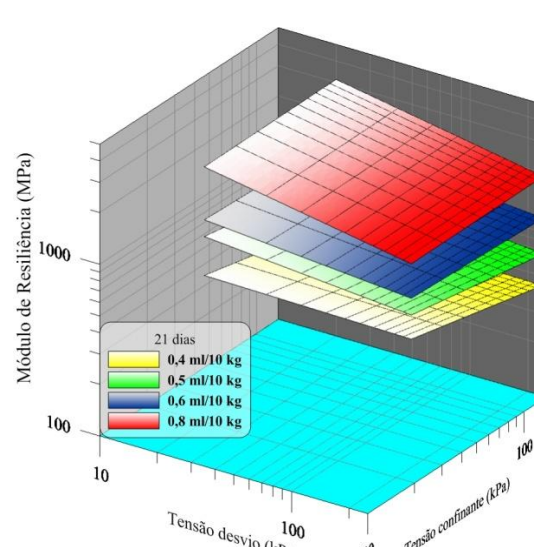


Figura 7.10: Variação do MR para diferentes teores de bioenzima ensaiados com 21 dias de cura (EI).

Quando se analisam comparativamente os valores de k_2 e k_3 do modelo composto, expoentes, respectivamente, das tensões desvio e confinante, é possível associar ao valor mais elevado de um deles, a maior influência no módulo resiliência da tensão que lhe é relacionada, visto que as variações dessas tensões durante os ensaios são de mesma ordem. Por outro lado, expoentes positivos ou negativos indicam que variações positivas da tensão contribuem, respectivamente, para o aumento ou diminuição do módulo de resiliência.

Analisando-se a Tabela 7.5 e as Figuras 7.8, 7.9 e 7.10, observa-se como padrão a tendência de diminuição do M_R com o aumento da tensão desvio (σ_d), visto que o parâmetro de regressão k_2 da variável independente σ_d no modelo assume valores negativos para todas as situações estudadas.

Com relação à tensão confinante, observa-se ora a tendência de aumento do M_R , ora a diminuição do M_R com o aumento daquela, representados pelos valores de k_3 positivos e negativos, respectivamente. Contudo, na maioria dos casos, os valores encontrados de k_3 são muito pequenos, o que indicaria que a tensão confinante tem uma influência pouco significativa na variação da rigidez desses materiais.

Prosseguindo-se na análise da Tabela 7.5 e das Figuras 7.8, 7.9 e 7.10, observa-se que, exceto para os ensaios realizados aos 21 dias de cura e estabilizados com bioenzima nas taxas de 0,4 e 0,5 ml/10 kg, que seriam mais influenciadas pela tensão confinante, os demais tiveram o M_R mais influenciado pela variação da tensão desvio, comportamento típico dos solos coesivos, condição coerente com o que seria esperado para o solo estudado. Acredita-se, portanto que a adição de bioenzima não altere essa característica de comportamento do solo, conforme se verifica nos solos puros ensaiados nas diferentes energias de compactação (vide Figura 7.7).

Analisando-se a Figura 7.7 é possível verificar a tendência de aumento do módulo de resiliência com o aumento da energia de compactação, conforme esperado. Já ao observar as Figuras 7.8, 7.9 e 7.10 verifica-se que, independentemente do período de cura, teores crescentes de bioenzima induzem à tendência semelhante, ou seja, resultam em maiores valores de módulo de resiliência.

As Figuras 7.11, 7.12, 7.13 e 7.14 ilustram o comportamento do módulo de resiliência em função do estado de tensão determinado a partir do modelo composto agrupado pelos teores de bioenzima. Para efeito apenas de comparação, adicionou-se aos gráficos a superfície resultante do modelo composto para o solo puro compactado na energia intermediária, mesma energia de compactação dos solos estabilizados e ensaiados sem cura.

Conforme se verifica nas Figuras 7.11, 7.12, 7.13 e 7.14, na medida em que se aumenta o teor de bioenzima, há uma tendência de aumento do M_R quando comparado ao solo puro e para todos os períodos de cura, alcançando os maiores acréscimos para taxas de 0,8 ml/10 kg.

Continuando a analisar as Figuras de 7.11 a 7.14, observa-se que, ao contrário do que se esperava, para iguais teores de bioenzima o aumento no tempo de cura leva a uma tendência de redução do módulo de resiliência. As diferenças parecem ser mais acentuadas para menores teores de bioenzima, reduzindo-se na medida em que cresce a taxa de estabilizante. Comportamento este contrário ao observado para o índice de suporte Califórnia que, conforme discutido anteriormente, aumenta com o prolongamento do período de cura para iguais teores de bioenzima em ensaios realizados sem imersão.

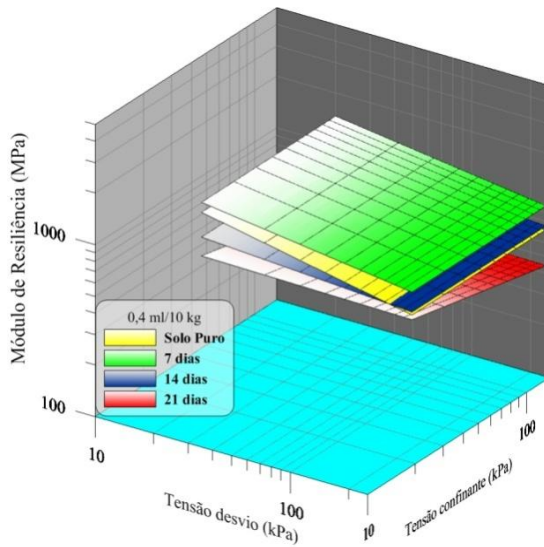


Figura 7.11: Variação do MR para 0,4 ml/10 kg de bioenzima e ensaiados em diferentes dias de cura (EI).

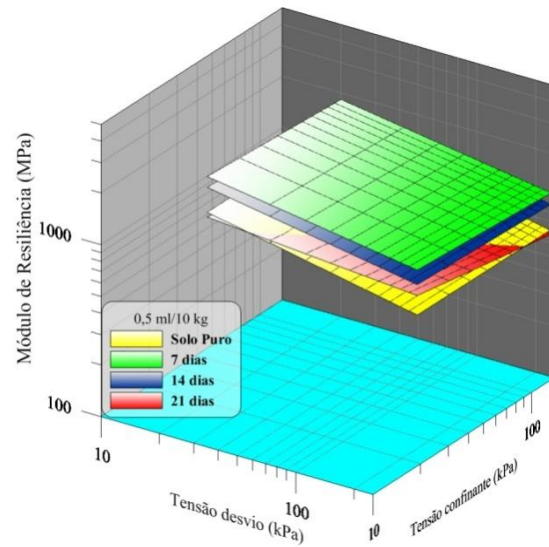


Figura 7.12: Variação do MR para 0,5 ml/10 kg de bioenzima e ensaiados em diferentes dias de cura (EI).

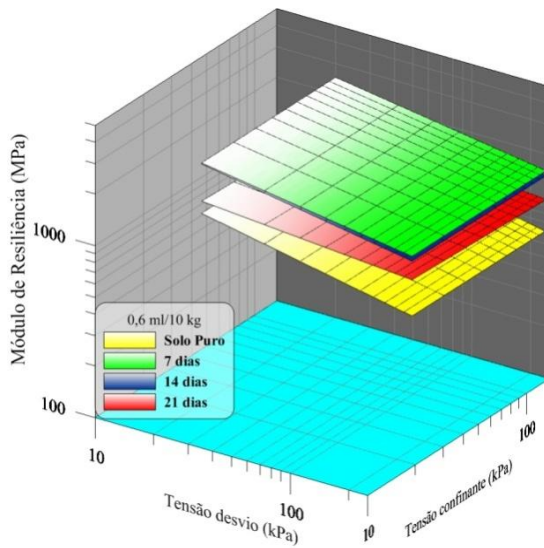


Figura 7.13: Variação do MR para 0,6 ml/10 kg de bioenzima e ensaiados em diferentes dias de cura (EI).

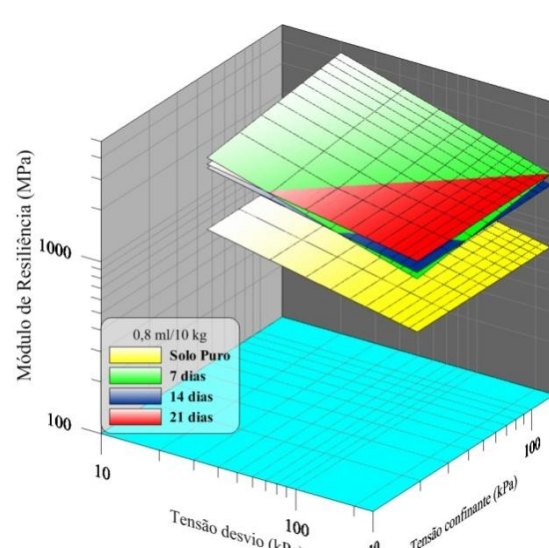


Figura 7.14: Variação do MR para 0,8 ml/10 kg de bioenzima e ensaiados em diferentes dias de cura (EI).

Apesar de bem ilustrar o comportamento do módulo de resiliência em função do estado de tensão, permitindo a visualização das diferenças de comportamento em cada uma das situações analisadas, as Figuras de 7.7 a 7.14 dificultam a quantificação dessas diferenças. Portanto, tendo em conta essa condição, selecionou-se dentro da sequência de ensaio triaxial cíclico (vide Tabela 6.1) um par de tensões ($\sigma_3 = 68,9\text{KPa}$ e $\sigma_d = 137,9\text{KPa}$, sequência nº 8) para ilustrar e quantificar as variações do módulo de resiliência para as situações estudadas. A Figura 7.15 ilustra o comportamento do módulo de resiliência em função do teor de bioenzima e do período de cura para um estado de tensões.

Conforme já discutido a partir dos gráficos tridimensionais anteriormente apresentados, ao analisar a Figura 7.15 nota-se que para iguais períodos de cura há uma tendência de aumento do M_R com o aumento do teor de bioenzima e, para iguais teores de bioenzima, redução do M_R com o aumento do período de cura. Verifica-se ainda que para os maiores períodos de cura e menores teores de bioenzima, o módulo pode resultar em valor inferior àquele determinado para o solo puro ensaiado sem cura (vide Tabela 7.7).

Tomando-se como referência o módulo de resiliência para o menor teor de bioenzima, os acréscimos relativos médios do M_R foram 44%, 100% e 176%. A Tabela 7.6 resume os ganhos relativos do módulo de resiliência para as condições estudadas. Conforme se observa, os ganhos são maiores para maiores períodos de cura, alcançando o máximo de 297%. Avaliação semelhante pode ser realizada considerando-se como referência o M_R do solo puro apresentado no gráfico abaixo apenas com um único valor referente ao teor zero de estabilizante. Verifica-se que, em média, os ganhos relativos encontrados foram -2%, 38%, 91% e 149%. A Tabela 7.7 resume os ganhos relativos do M_R para condição analisada.

Tabela 7.6: Ganhos relativos do MR com referência ao MR do solo estabilizado com 0,4 ml/10 kg.

Teor de bioenzima (ml/10 kg)	7 dias	14 dias	21 dias
0,4 → 0,5	28%	44%	60%
0,4 → 0,6	66%	114%	120%
0,4 → 0,8	94%	137%	297%

Tabela 7.7: Ganhos relativos do MR com referência ao MR do solo natural.

Teor de bioenzima (ml/10 kg)	7 dias	14 dias	21 dias
Solo natural → 0,4	32%	-2%	-34%
Solo natural → 0,5	69%	41%	5%
Solo natural → 0,6	119%	109%	44%
Solo natural → 0,8	155%	131%	161%

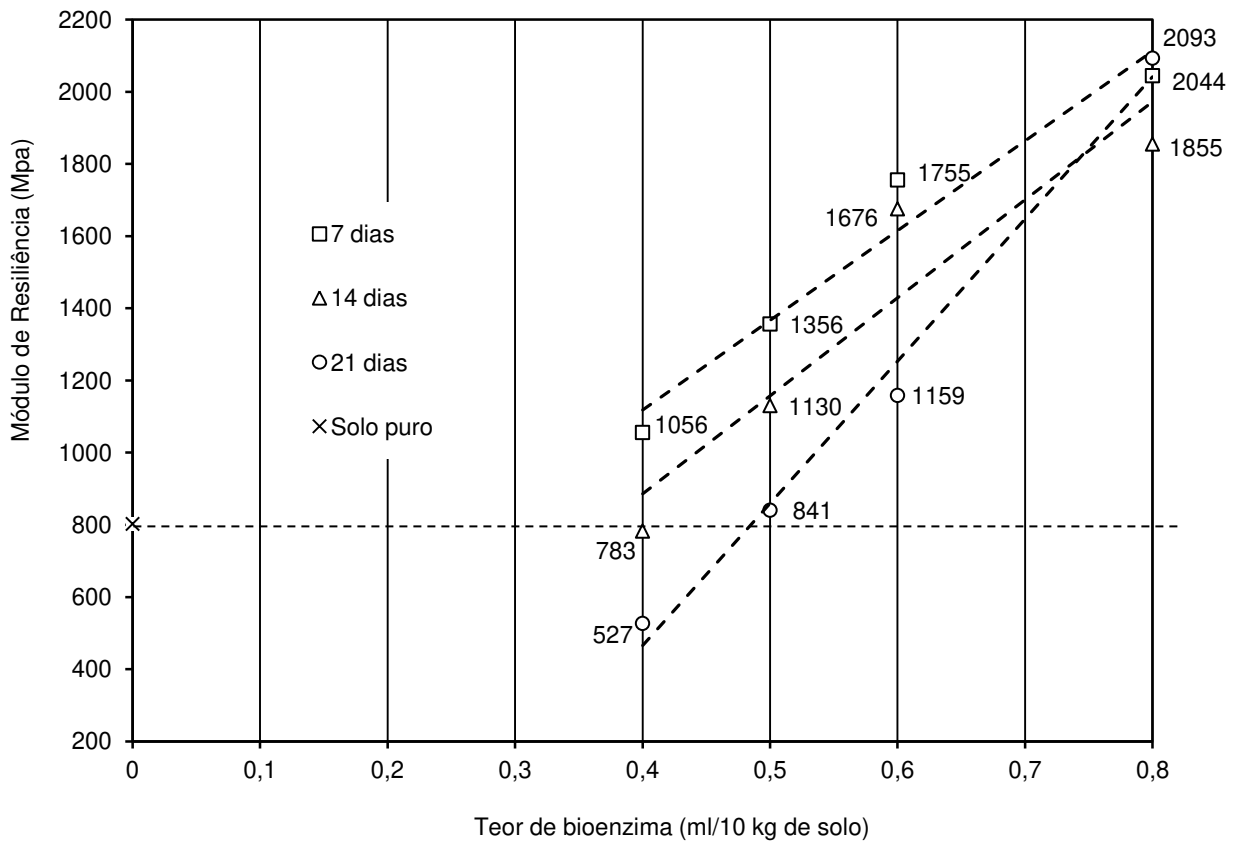


Figura 7.15: Variação do módulo de resiliência em função do teor de bioenzima para diferentes períodos de cura.

Com relação à redução do M_R com o período de cura, tomando-se como referência o valor aos 7 dias, verifica-se que em média o módulo é aproximadamente 14% menor aos 14 dias e aproximadamente 30% menor aos 21 dias.

Cabe ressaltar que, conforme Takeda *et al* (2006), o valor do MR é variável, sofrendo interferência em sua magnitude e os fatores que interferem podem ser agrupados em 3 categorias, a saber: (i) condição de carregamento e estado de tensão; (ii) natureza do solo: origem, composição e estrutura; e (iii) estado físico do solo, representado por índices físicos como, por exemplo, o teor de umidade e massa específica seca.

7.3.6 – Resistência à Compressão Simples

Os resultados de RCS para as misturas de solo bioenzima na energia intermediária com e sem imersão prévia à ruptura são apresentadas na Tabela 7.8 e nas Figuras 7.16, 7.17, 7.18 e 7.19.

Tabela 7.8: Tabela valores RCS para misturas de solo bioenzima – En. Intermediária.

RCS (MPa)									
Sem Imersão					Com Imersão				
Bioenzima (ml/10 kg de solo)	Idade (dias)				Bioenzima (ml/10 kg de solo)	Idade (dias)			
	7	14	28	56		7	14	28	56
0,4	0,61	0,86	0,88	0,91	0,4	0,21	0,21	0,22	0,20
0,5	0,84	1,00	1,01	0,87	0,5	0,19	0,19	0,20	0,19
0,6	0,99	1,36	1,43	1,67	0,6	0,19	0,19	0,22	0,20
0,8	1,83	1,80	1,86	2,00	0,8	0,17	0,20	0,19	0,19
Solo Natural - EI	Idade: 0 dias		1,18		Solo Natural - EI	Idade: 0 dias		0	

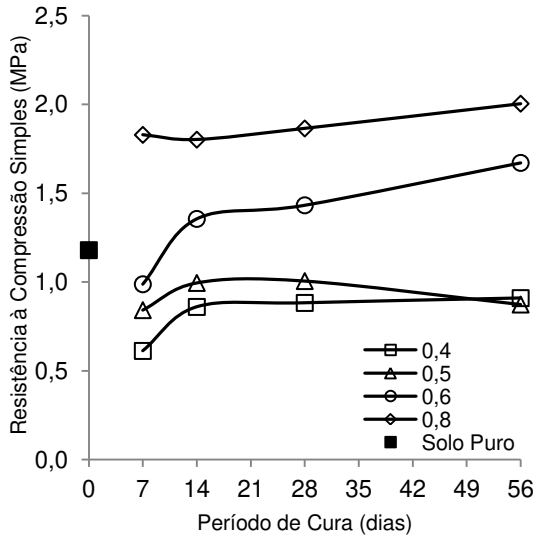


Figura 7.16: Variação da RCS em função do teor de bioenzima e períodos de cura – Situação Não Imersa (EI).

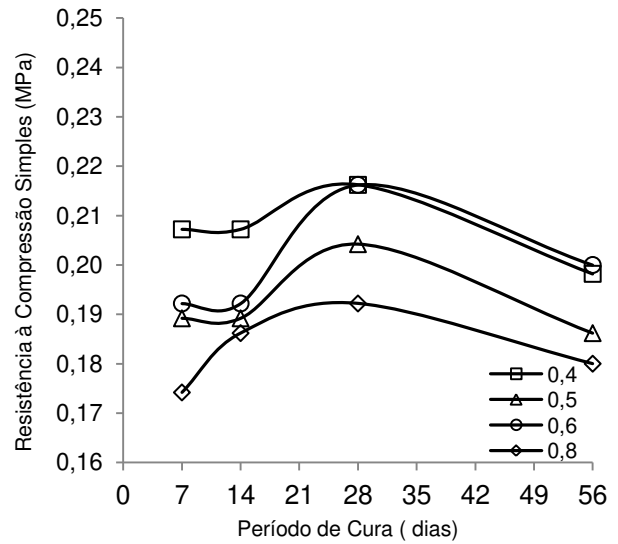


Figura 7.17: Variação da RCS em função do teor de bioenzima e períodos de cura – Situação Imersa (EI).

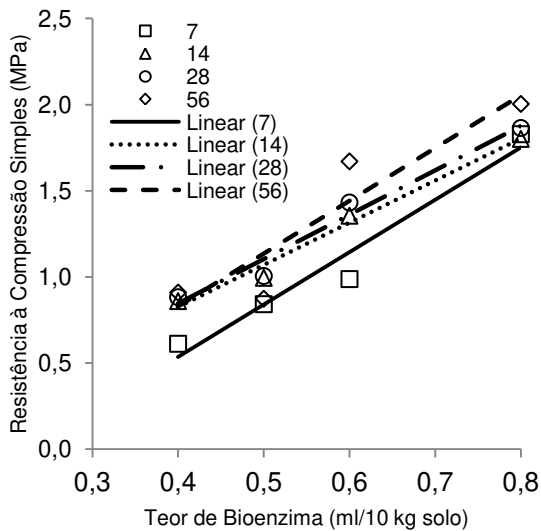


Figura 7.18: Variação da RCS em função do teor de bioenzima e períodos de cura – Situação Não Imersa (EI).

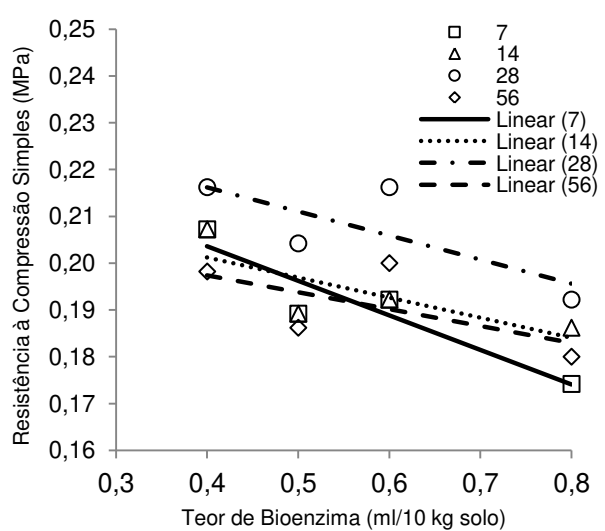


Figura 7.19: Variação da RCS em função do teor de bioenzima e períodos de cura – Situação Imersa (EI).

Analisando o conjunto de dados que produziram a Tabela 7.8, quando é aplicada uma análise estatística para todas as condições estudadas com base em uma análise de variância ao nível de significância de 5%, é possível dizer que o grupo de ensaios realizados em condição sem imersão é estatisticamente diferente daquele ensaiado em condição imersa. Assim, é possível inferir que a imersão produz a redução nos valores de resistência à compressão simples eliminando os possíveis ganhos relacionados à estabilização.

Conforme se verifica na Tabela 7.8 e na Figura 7.16, para a condição sem imersão, comparando-se a RCS do solo puro com a do estabilizado, a adição de teores de bioenzima de 0,4 e 0,5 ml produziu uma redução nos valores de resistência para todos os períodos de cura. Apenas a partir de teores de 0,6 ml aos 14 dias de cura é que se observaram valores de resistência superiores ao do solo puro. Como não se dispõe da resistência do solo puro após imersão, não é possível o mesmo tipo de comparação.

A aplicação de análise de variância com testes de comparação entre as médias mostra que para os diferentes períodos de cura não há diferença significativa entre as médias para um nível de significância de 5%. A mesma análise entre os diferentes teores de bioenzima mostra que há diferença entre as médias em pelo menos uma das comparações. Assim, existem indícios de que o tempo de cura não é significativo para o aumento da RCS do solo estabilizado (vide Figura 7.16).

Analisando a interação entre os fatores, verifica-se que para iguais teores de bioenzima e nível de significância de 5% a diferença entre as médias para os diferentes tempos de cura não é estatisticamente significativa. Situação contrária ao que se verifica quando são analisadas as médias obtidas para iguais tempos de cura e diferentes teores. Essa condição reforça a maior influência do teor de estabilizante nos valores de RCS (vide Figura 7.17).

A partir dos resultados da Tabela 7.8 e da Figura 7.18, na condição sem imersão o aumento da quantidade de bioenzima resultou em uma tendência de aumento da RCS para todos os períodos de cura estudados. Avaliando para os mesmos teores de bioenzima, conforme Tabela 7.8 e Figura 7.16, o aumento do período de cura resultou também no aumento da RCS, exceto para a condição de 0,5 ml de bioenzima aos 56 dias.

Para a condição com imersão prévia apresentada na Tabela 7.8 e na Figura 7.17, é possível notar que, de forma geral, não houve ganhos substanciais com algumas pequenas variações de RCS, nota-se que para todas as condições estudadas de dosagens e períodos de cura os valores mantiveram-se praticamente inalterados, porém com tendência de diminuição com o aumento do teor de bioenzima para iguais períodos de cura, conforme mostra a Figura 7.19.

Analisando isoladamente cada um dos fatores, verifica-se que a média dos valores de resistência à compressão simples para as diferentes idades não é estatisticamente significativa ao nível de 5%. Para os diferentes teores de estabilizante observa-se diferença significativa apenas entre as médias obtidas para os teores de 0,4 e 0,8 ml/10 kg de solo. Avaliando a interação entre os fatores, ao se comparar as médias para iguais tempos de cura e diferentes teores de estabilizante ou o contrário, não há diferenças estatisticamente significativas entre as médias.

Dessa forma, pode-se especular se as diferenças observadas nos valores de resistência à compressão simples seriam decorrentes da própria variabilidade do ensaio. Ressalta-se, entretanto, que o uso do estabilizante em qualquer dos teores permitiu a realização do ensaio ao manter a integridade do corpo de prova após a imersão em água. Vale lembrar que não foi possível a realização do ensaio no solo puro após imersão em água.

A Tabela 7.9 mostra os ganhos e perdas de RCS em função das variáveis utilizadas na pesquisa.

Tabela 7.9: Variação do ganho/perda de RCS para o solo-bioenzima – En. Intermediária

Ganho médio devido ao aumento de bioenzima (média dos 4 períodos avaliados)			Ganho médio devido ao aumento do período de cura (média dos 4 teores avaliados)		
Incremento (ml/10 kg solo)	Sem Imersão	Com Imersão	Períodos (dias)	Sem Imersão	Com Imersão
	Ganho/Perda	Ganho/Perda		Ganho/Perda	Ganho/Perda
0,4 p/ 0,5	16%	-7%	07 p/ 14	24%	2%
0,5 p/ 0,6	47%	4%	14 p/ 28	3%	7%
0,6 p/ 0,8	42%	-8%	28 p/ 56	4%	-8%

Observando os valores dessa tabela é possível notar que para o aumento do teor de bioenzima na situação sem imersão houve ganho maior de RCS para os teores de 0,6 e 0,8 ml. Para os períodos de cura estudados, os ganhos na condição sem imersão foram maiores entre 7 e 14 dias já que os demais foram de pouca expressão. Como foi comentado anteriormente na condição com imersão houve variações com uma tendência de diminuição quando do aumento do teor de bioenzima e do tempo de cura.

7.3.7- Ensaio de Cisalhamento Direto

A realização dos ensaios de cisalhamento teve como objetivo avaliar o efeito do estabilizante nos parâmetros de resistência, uma vez que, o objetivo desse estabilizante é alterar as características naturais do solo e conferir-lhe aumento de resistência. Como estes ensaios são realizados com o material em sua umidade de compactação, torna-se possível traçar um comparativo com outros ensaios realizados nesta mesma condição. Previamente a realização dos ensaios, foi possível também determinar os índices físicos, porosidade e índice de vazios do material compactado na energia intermediária.

Os resultados da variação dos parâmetros de resistência, assim como os índices físicos, obtidos em função dos teores de estabilizante e do material em seu estado natural compactado na energia intermediária são apresentados na Tabela 7.10 e para melhor visualização, esses valores estão agrupados nas Figuras 7.20a e 7.20b

Tabela 7.10: Valores de umidade (W), porosidade (n), índice de vazios (e) e parâmetros de resistência (C e Ø) para as misturas com bioenzima.

Mistura	W (%)	Coesão - C (Kgf/cm ²)	Ângulo de Atrito - Ø	n (%)	e
Solo natural compactado	23,4	0,359	42º	40	0,68
0,4 TZ	23,0	0,6	46º	42	0,73
0,5 TZ	22,5	1,04	57º	42	0,73
0,6 TZ	22,0	0,98	57º	42	0,73
0,8 TZ	21,9	1,154	60º	42	0,73

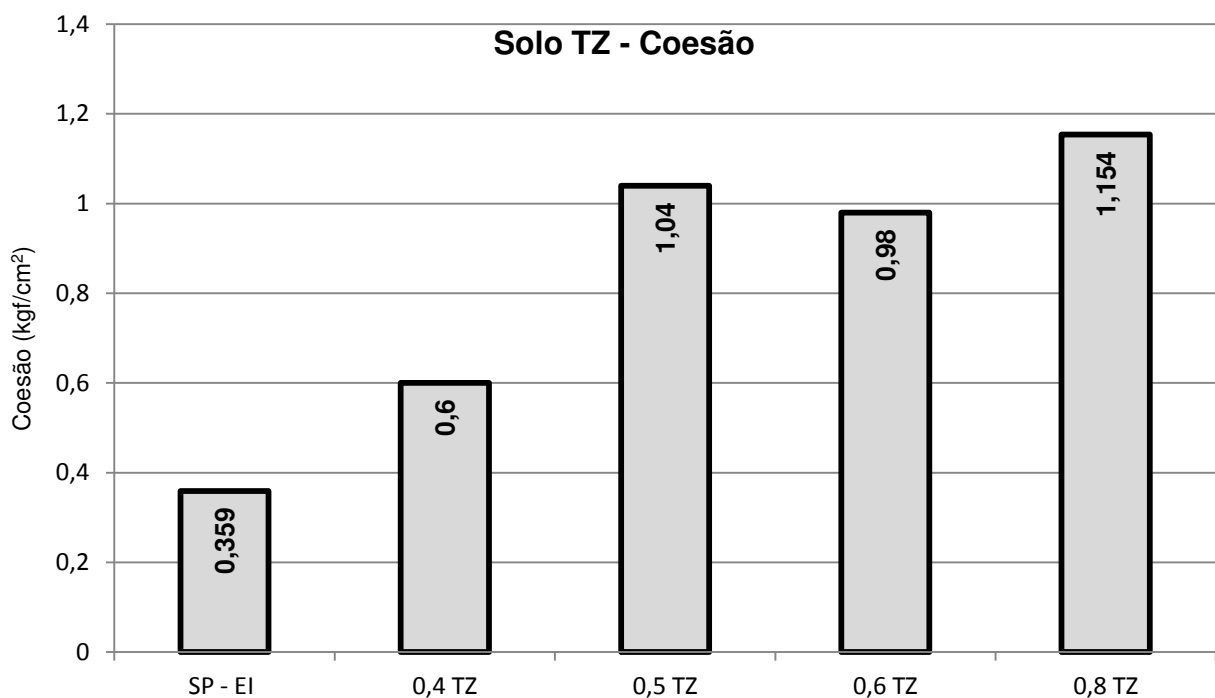


Figura 7.20a: Variação da coesão para as misturas solo bioenzima.

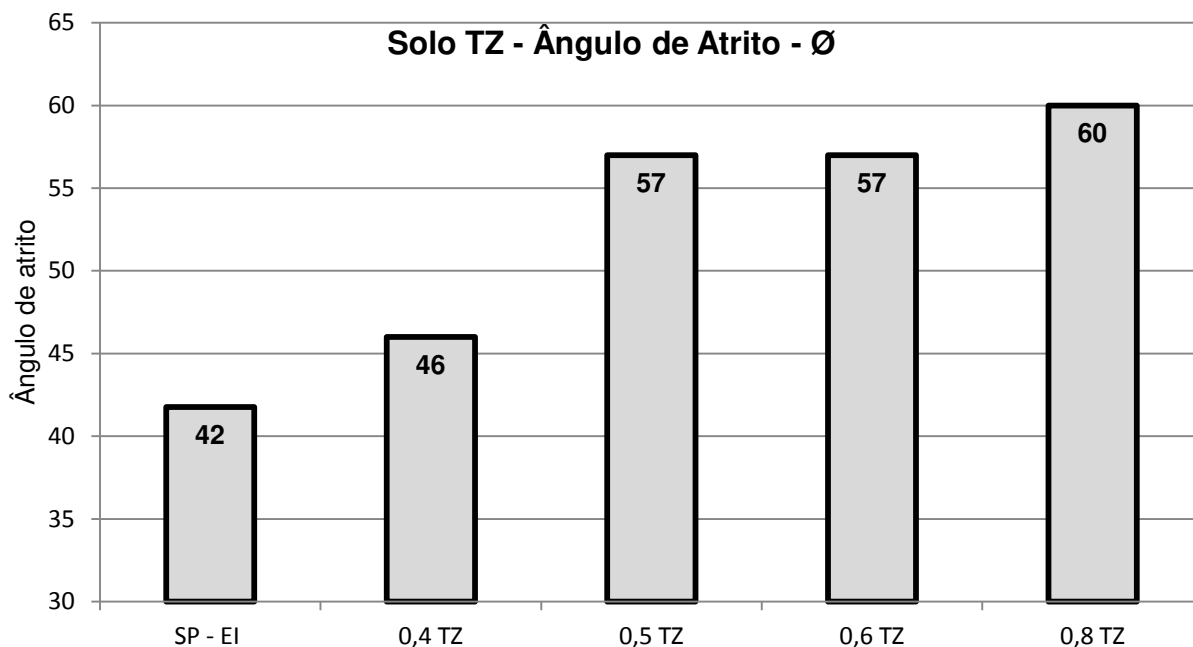


Figura 7.20b: Variação do ângulo de atrito para as misturas solo bioenzima.

Inicialmente, é possível observar que a incorporação de bioenzima produziu o aumento da coesão para todos os teores estudados em relação ao material natural. Quando comparados os valores obtidos apenas com o estabilizante, o aumento das quantidades também produziu o aumento da coesão para os teores iniciais, porém a partir do teor de 0,6ml, os resultados não sofreram um aumento significativo, com tendência a estabilização dos valores, uma vez que a variação foi relativamente pequena.

Em relação aos índices físicos, como o propósito da bioenzima é de aumento de resistência com o aumento do período de cura e os índices foram determinados no momento da compactação, houve uma pequena variação desses valores em relação ao solo natural e não sofreu mais nenhum tipo de variação.

Essa tendência de comportamento também foi observada nos ensaios de CBR, onde os valores tiveram comportamento semelhante, ou seja, para maiores teores os valores tenderam a estabilizar ou até diminuir.

Para o parâmetro ângulo de atrito, o comportamento foi muito semelhante ao observado na coesão, aumento para todos os teores estudados em relação ao solo natural, porém, com tendência a estabilização para os maiores teores.

O que se observa a partir desses resultados, é que, como se trata de um solo com características finas e pela proposta do aditivo que é de aumento de resistência, o material obteria ganhos de resistência devido ao aumento de coesão, e o que se observou foi, além do aumento da coesão, um aumento do ângulo de atrito que é característico de materiais granulares. Neste sentido seria interessante uma investigação para avaliar as características granulométricas do material após a estabilização, para avaliar se houve algum efeito aglutinante nas partículas.

7.4- Solo-cimento

7.4.1-Ensaio de Compactação

A Tabela 7.11 apresenta os valores ρ_{dmax} e w_o para as condições avaliadas. Para ilustrar o comportamento das misturas e facilitar os comparativos, são apresentadas as curvas de compactação para o solo natural com a variação da energia de compactação (Figura 7.21).

Tabela 7.11: Valores de Massa Específica e Umidade Ótima.

Solo-cimento					
En. Normal			En. Intermediária		
Cimento %	w_o (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	Cimento %	w_o (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
0	23,4	1,592	0	21,9	1,665
5	25,6	1,526	5	21,5	1,657
10	23,7	1,554	10	20,6	1,674
15	23,2	1,568	15	22,8	1,646

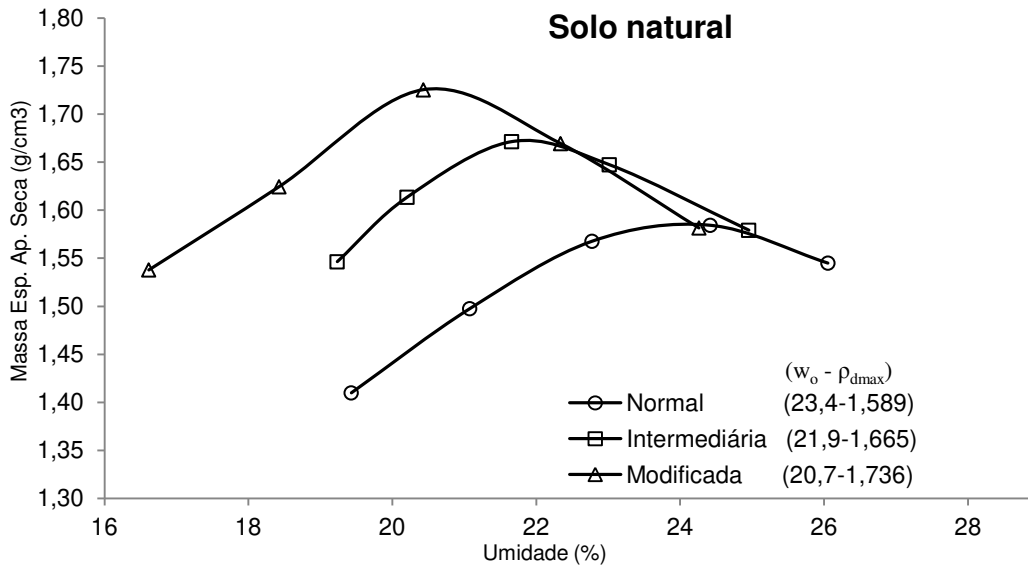


Figura 7.21: Variação da Energia de Compactação.

Para o solo com a adição de cimento para as energias normal e intermediária são apresentadas as Figuras 7.22 e 7.23 respectivamente.

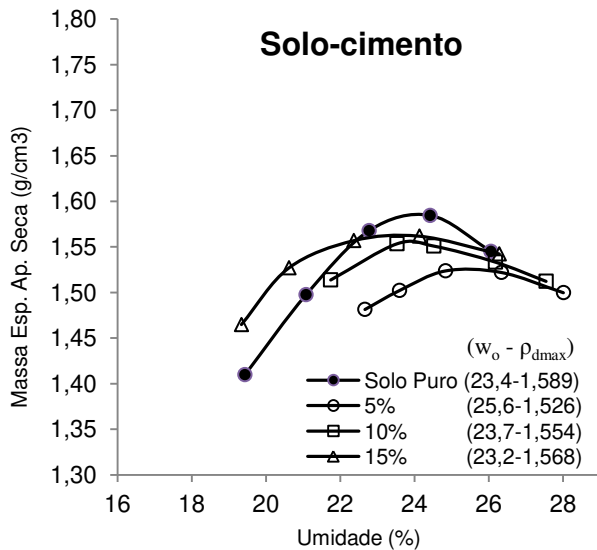


Figura 7.22: Variação do teor de cimento – En. Normal.

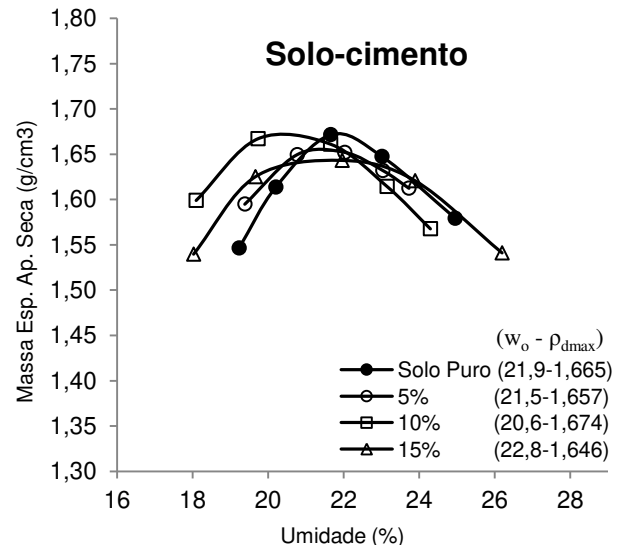


Figura 7.23: Variação do teor de cimento - En. Intermediária.

Observando a Figura 7.22, pode-se notar que as misturas de solo-cimento na energia normal sofreram uma redução da ρ_{dmax} e aumento da w_o em relação ao solo puro, porém teve comportamento inverso à medida que a quantidade de cimento era aumentada. Na Figura 7.23, utilizando energia intermediária, o comportamento das misturas não seguiu o mesmo padrão, visto que para algumas misturas os valores tanto de w_o quanto de ρ_{dmax} aumentaram e para outras diminuíram em relação ao material puro não sendo possível justificar um padrão de comportamento.

7.4.2- Ensaios Compressão Simples

Os ensaios permitiram avaliar o comportamento do solo estabilizado com cimento nas situações de imersão prévia à ruptura e sem a imersão. Os resultados de RCS para o material puro e para as misturas de solo cimento nas energias normal e intermediária com e sem imersão prévia à ruptura são apresentados na Tabela 7.12.

Tabela 7.12: Tabela valores RCS para misturas de solo-cimento.

Sem Imersão						Com Imersão					
En. Normal			En. Intermediária			En. Normal			En. Intermediária		
Cimento %	Idade (dias)	RCS (MPa)	Cimento %	Idade (dias)	RCS (MPa)	Cimento %	Idade (dias)	RCS (MPa)	Cimento %	Idade (dias)	RCS (MPa)
0	0	0,80	0	0	1,18	0	0	0	0	0	0
5	7	0,52	5	7	1,81	5	7	0,40	5	7	1,00
10	7	1,97	10	7	3,12	10	7	1,54	10	7	2,28
15	7	2,80	15	7	4,59	15	7	2,31	15	7	3,33
5	14	0,67	5	14	2,20	5	14	0,41	5	14	1,13
10	14	2,34	10	14	3,85	10	14	1,87	10	14	2,65
15	14	3,66	15	14	4,77	15	14	2,86	15	14	3,70
5	28	0,73	5	28	2,37	5	28	0,45	5	28	1,26
10	28	2,82	10	28	4,34	10	28	2,04	10	28	3,26
15	28	3,96	15	28	5,08	15	28	3,06	15	28	4,29

Para melhor visualização do comportamento do material são apresentadas as curvas de RCS para todas as situações de ensaio já descritas. As Figuras 7.24 e 7.25 correspondem aos resultados obtidos para a condição não imersa e as Figuras 7.26 e 7.27 para a condição imersa.

Analisando a Tabela 7.12 e as Figuras 7.24 a 7.27, verifica-se que, como esperado, há tendência de aumento da RCS com o aumento do teor de cimento e do tempo de cura, independente da condição de ensaio, fato esse já observado em outros trabalhos relacionados a solo-cimento como em (PARENTE *et al*, 2002).

No caso de ensaios realizados sem imersão prévia, adotando como referência de comparação o valor da resistência determinada para o solo puro observa-se claramente que, exceto para o teor de 5% de cimento na energia normal, a RCS do solo estabilizado é superior à do solo sem adição de cimento.

No caso específico das referidas misturas com 5% de cimento na energia normal que apresentaram resistência inferior ao do solo puro em todas as idades, as razões para tal fenômeno ainda estão sendo avaliadas, mas especula-se que sejam devidas à redução observada na ρ_{dmax} e o respectivo aumento da w_o . O mesmo tipo de comparação para a condição com imersão prévia não foi possível; o solo puro após o período de imersão não apresentava estabilidade para realização do ensaio.

Quanto à redução da RCS observada na energia normal para o teor de 5% de cimento em relação ao solo natural, a redução foi de aproximadamente 35%. Para a mesma energia, considerando todos os teores avaliados, verifica-se que os ganhos variaram de 146% a 395%. Para a energia intermediária observaram-se ganhos de resistência entre 53% e 330%.

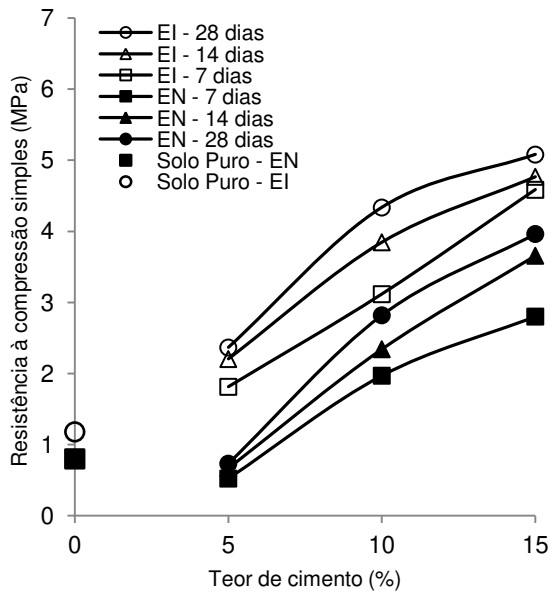


Figura 7.24: RCS para diferentes períodos de cura nas duas energias de compactação (sem imersão).

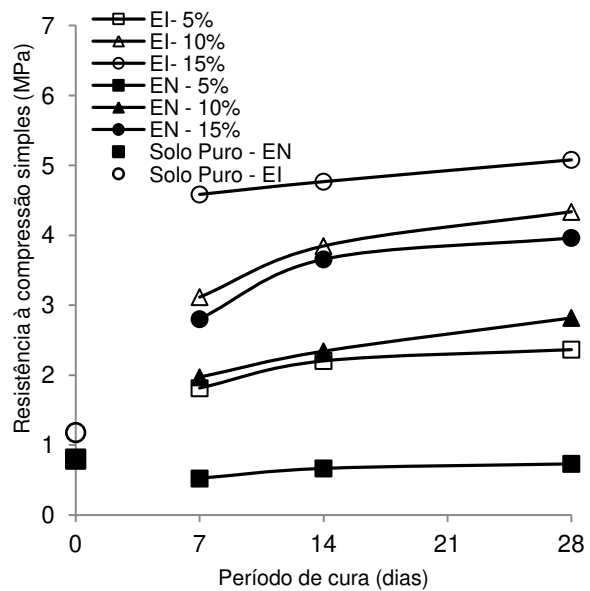


Figura 7.25: RCS para diferentes teores de cimento nas duas energias de compactação (sem imersão).

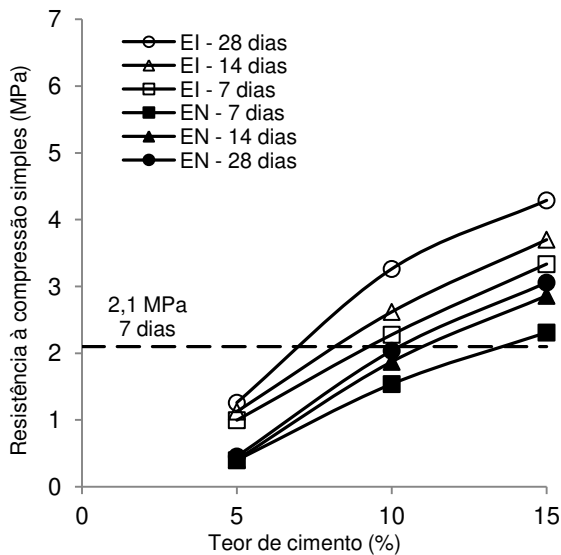


Figura 7.26: RCS para diferentes períodos de cura nas duas energias de compactação (com imersão).

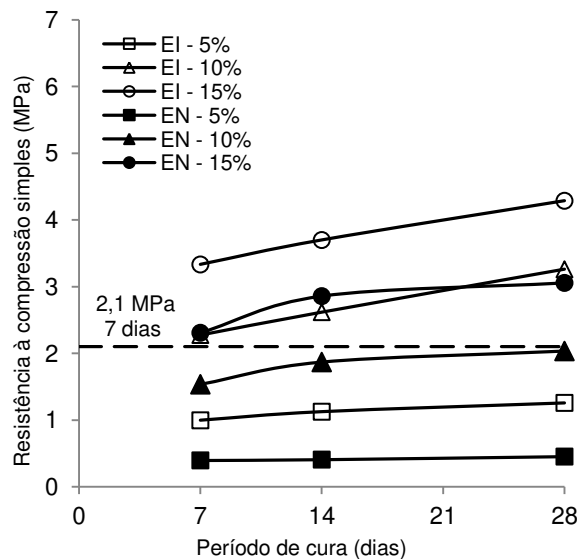


Figura 7.27: RCS para diferentes teores de cimento nas duas energias de compactação (com imersão).

Ainda analisando a Tabela 7.12 e as Figuras de 7.24 a 7.25, é possível avaliar a influência da energia de compactação e da condição de ensaio sobre os valores de RCS. Verifica-se que, em termos de valores médios para iguais teores de cimento, o aumento da energia de compactação da normal para intermediária produziu aumentos de resistência de aproximadamente 234%, 59% e 41%, respectivamente para 5%, 10% e 15% de cimento. Avaliação semelhante para condição imersa mostrou aumentos de 169%, 50% e 38%. Observa-se assim a maior influência da energia de compactação para menores teores de cimento.

Para o solo puro o aumento da energia de compactação resultou em um acréscimo de 48% na RCS. As reduções observadas com a imersão em água na energia normal em termos médios para iguais teores de cimento foram de 33%, 23% e 21%, respectivamente para 5%, 10% e 15% de cimento. A mesma análise para a energia intermediária mostra reduções de 47%, 28% e 22%. Verifica-se que as maiores perdas ocorrem para os menores teores de cimento, com a tendência de redução na medida em que se aumenta a proporção de estabilizante na mistura.

O ganho médio de resistência devido ao aumento do período de cura considerando os resultados dos três teores de cimento para as duas energias de compactação também foram avaliados. Os valores médios para o período entre 7 e 14 dias são de 24 e 15% para a condição não imersa e imersa respectivamente. Já para o período entre 14 e 28 dias os ganhos foram da ordem de 11 e 13% para a condição não imersa e imersa respectivamente. Nota-se, portanto, um incremento maior para o período inicial entre 7 e 14 dias de cura. Porém, o valor da RCS continua crescendo até os 28 dias.

Segundo a NBR 12253 (1992), o teor a ser adotado para fins de dosagem deve ser o menor teor com o qual a resistência média à compressão for igual ou superior a 2,1 MPa aos 7 dias de idade para a situação com imersão prévia à ruptura, enquanto que para controle de obra ou outra destinação poderão ser estabelecidas outras idades.

Com base nesse valor de referência foi inserida nos gráficos apresentados nas Figuras 7.25 e 7.26 uma linha correspondente ao valor da RCS de 2,1 MPa para poder avaliar e identificar os teores que atendam à especificação de norma. Analisando os valores obtidos, pode-se observar que os teores que atingiram o valor mínimo de RCS estabelecido pela norma DNIT (2006) foram os de 15% na energia normal e de 10 e 15% na energia intermediária.

7.5- Solo-ADF

7.5.1- Ensaio de Caracterização e Classificação HRB, USC e MCT

A Tabela 7.13 apresenta os resultados de massa específica dos sólidos, limites de consistência e resultados da análise granulométrica para fins de classificação do solo natural e das misturas com ADF.

Tabela 7.13: Valores de Massa Específica, Limites e Granulometria.

Material	ρ_s (g/cm ³)	LL	LP	IP	% Passa # 10	% Passa #40	% Passa # 200
Solo Natural	2,79	41	31	10	99,68	95,23	80,95
ADF	2,68	-	-	-	100	45,65	1,37
20% ADF	2,71	34	25	9	99,66	91,02	63,52
30% ADF	2,71	32	24	8	99,72	84,00	53,67
40% ADF	2,70	29	20	9	99,75	77,24	47,34
50% ADF	2,71	28	19	9	99,78	74,41	39,08
60% ADF	2,70	22	17	5	99,79	68,21	29,61
70% ADF	2,69	19	13	6	99,89	67,03	23,75
80% ADF	2,69	-	-	-	99,88	64,82	16,04

A Figura 7.28 mostra as curvas granulométricas das misturas em relação ao solo natural e à ADF e a Figura 7.29 ilustra o comportamento das misturas em relação ao material natural quanto à variação dos limites de consistência.

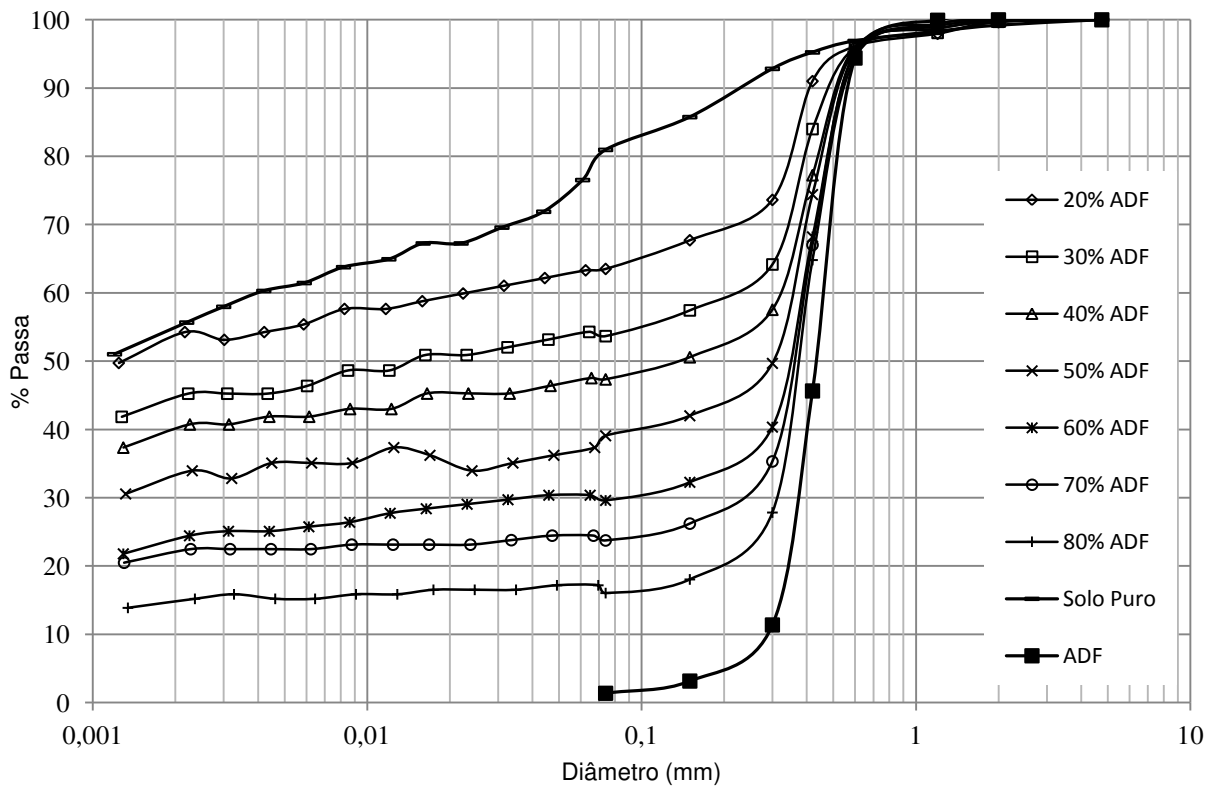


Figura 7.28: Distribuição granulométrica das misturas estudadas.

Observando os dados da Tabela 7.13, os valores de massa específica das misturas sofreram um aumento quando comparados aos da areia pura e redução desses valores em relação ao solo natural, porém não apresentou variação quando o teor de ADF fora aumentado.

Analisando os dados da Tabela 7.13 e da Figura 7.28, é possível notar a mudança de comportamento do solo com tendência a ter características de material arenoso a partir do aumento da quantidade de ADF, o que diminui assim as porcentagens passantes nas peneiras.

A partir da adição de 60% o solo passou a ter características granulares segundo a classificação HRB com porcentagem passante na peneira #200 (0,074mm) abaixo dos 35% que desse modo conserva uma quantidade de material fino necessário ao processo de compactação.

É possível notar que para o teor de 80%, a quantidade de finos ficou em torno de 16%, valor relativamente baixo que dificulta o processo de compactação para o material, podendo inclusive inviabilizar seu uso.

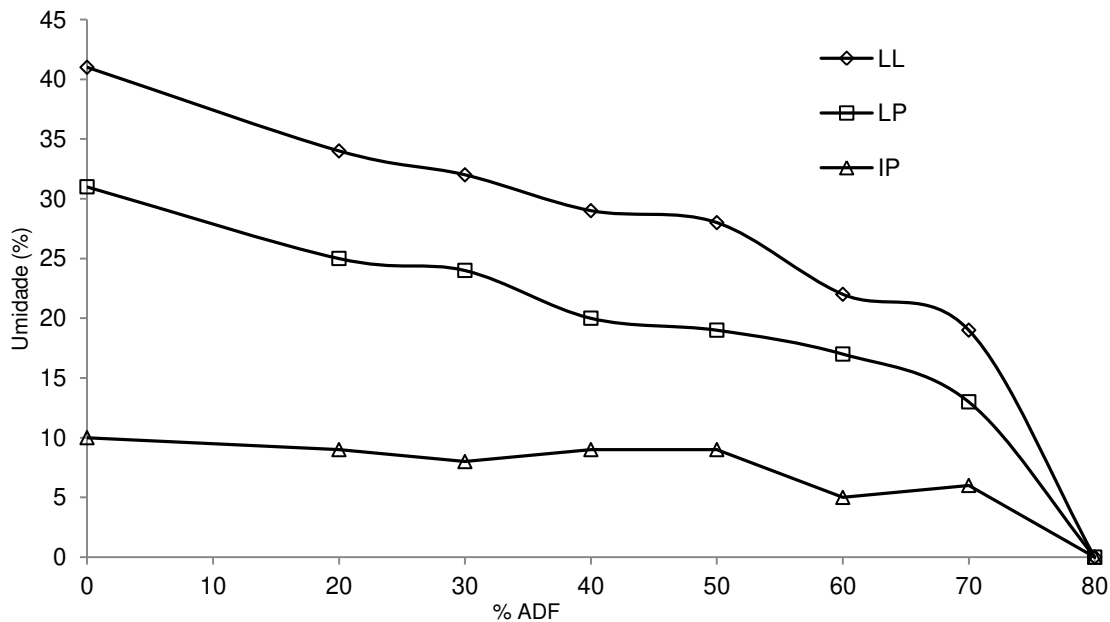


Figura 7.29: Variação dos limites de consistência.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 7.13 e visualizados na Figura 7.29, a incorporação de ADF ao solo mostrou-se eficiente reduzindo os limites de liquidez e de plasticidade em relação ao solo puro.

Observa-se que a partir da incorporação de 60% de ADF a redução do limite de liquidez e do índice de plasticidade foi de aproximadamente 50%, contribuindo para que a mistura tenha características de SAFL do ponto de vista de plasticidade. Para a mistura com 80% de ADF não foi possível realizar ensaios, uma vez que a mistura não possuía condições mínimas de plasticidade.

As classificações do solo natural e das misturas segundo a HRB, USC e MCT são apresentadas na Tabela 7.14.

Tabela 7.14: Classificação HRB, USC e MCT.

Material	HRB	IG	USC	MCT	c'	e'
Solo Natural	A-5	8,2	ML	LG'	2,00	1,00
ADF	A-1b	0	SM	-	-	-
20% ADF	A-4	8,0	ML	LG'	1,70	1,14
30% ADF	A-4	3,7	ML	LG'	1,65	1,13
40% ADF	A-4	2,5	SC	LG'	1,55	1,05
50% ADF	A-4	0,8	SC	LA'	1,40	0,97
60% ADF	A-2-4	0	SM-SC	LA'	1,23	0,97
70% ADF	A-2-4	0	SM-SC	LA'	1,15	1,10
80% ADF	A-2-4	0	SM	LA'	1,00	1,11

Analisando os dados da Tabela 7.14, verifica-se que o aumento da quantidade de ADF alterou a classificação do solo, sendo que pela classificação HRB a incorporação de ADF até 50% mudou a classificação para A-4, mas as características de solos siltosos permaneceram e a partir de 60% as misturas passaram a ter características de solos granulares com classificação A-2-4.

Considerando a classificação MCT também visualizada na Figura 7.30, a partir da adição de 50%, a mistura passa do comportamento laterítico argiloso (LG') para laterítico arenoso (LA').

Segundo a classificação unificada (USC), o solo puro e com adições de ADF até 30% são classificados como siltes de baixa plasticidade (ML). A partir de misturas com 40%, a classificação passa a ser de areia (S). Nas proporções de 40% e 50% são classificadas como areias argilosas (SC); de 60% e 70% classificadas como intermediárias entre areia siltosa e areia argilosa (SM-SC).

Já a ADF pura e a mistura com 80% de ADF são classificadas como areias siltosas (SM). As alterações nas classificações ocorreram conforme esperado, com a adição de ADF alterando a textura do solo.

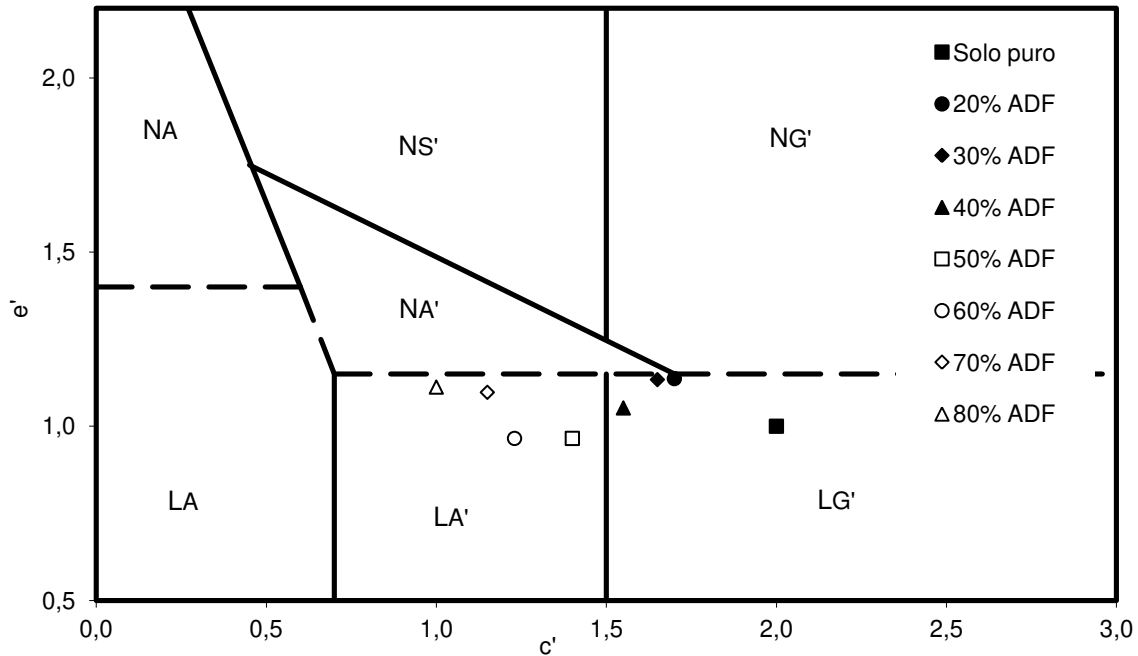


Figura 7.30: Variação da classificação MCT.

Os ensaios da metodologia MCT foram realizados com o objetivo de corroborar com os demais sistemas de classificação.

7.5.2- Ensaio de Compactação (Proctor)

A Tabela 7.15 apresenta os valores de massa específica aparente seca máxima " ρ_{dmax} ", umidade ótima " w_o ", índice de vazios " e " e porosidade " n " compactados na energia intermediária para o solo natural e com adição de ADF.

Para ilustrar o comportamento das misturas em relação ao solo natural, as curvas de compactação de todas as condições estudadas e do solo natural na energia de compactação intermediária são apresentadas na Figura 7.31.

Tabela 7.15: Valores de “ ρ_{dmax} ”, “ w_o ”, “ e ” e “ n ”.

Material	ρ_{dmax} (g/cm ³)	w_o (%)	e	n (%)
Solo Natural	1,665	21,9	0,68	40
20% ADF	1,735	19,6	0,56	36
30% ADF	1,810	17,7	0,50	33
40% ADF	1,865	14,9	0,45	31
50% ADF	1,935	13,8	0,40	29
60% ADF	1,975	12,4	0,37	27
70% ADF	1,980	10,4	0,36	26
80% ADF	1,892	7,7	0,42	30

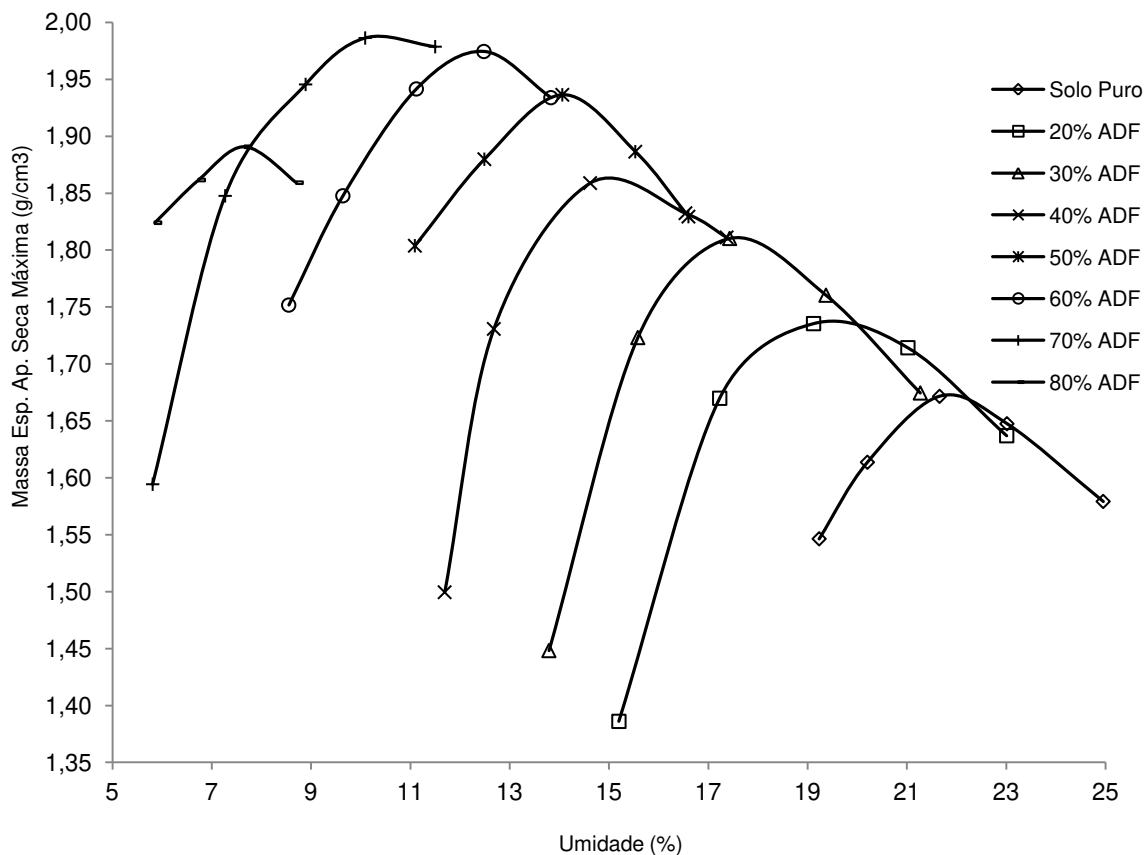


Figura 7.31: Curvas de compactação das misturas.

Analisando a Tabela 7.15 e a Figura 7.31, observa-se que conforme esperado, devido à melhora na distribuição granulométrica das misturas com a incorporação de ADF, houve a redução da w_o e o aumento da ρ_{dmax} , resultando também na redução do índice de vazios e da porosidade com a adição de teores crescentes de ADF em relação ao solo natural e também quando se compara os maiores teores em relação aos menores.

É possível também notar que para a adição de 70% de ADF houve uma redução de w_o em relação ao teor de 60%, entretanto o aumento de ρ_{dmax} pode ser considerado desprezível. Já o teor de 80% de ADF resultou na diminuição da w_o se comparado tanto ao material natural quanto aos de menores teores, porém houve redução da ρ_{dmax} apresentando valor abaixo dos teores de 50, 60 e 70%.

Durante a realização do ensaio a mistura com 80% de ADF não apresentou condições favoráveis ao processo de compactação uma vez que seu comportamento era visualmente instável devido à falta de finos e a uniformidade das partículas.

7.5.3- Ensaios de Índice de Suporte Califórnia (CBR)

A Tabela 7.16 apresenta a variação nos valores do Índice de Suporte Califórnia (CBR) e da Expansão para o solo natural e para as misturas com ADF em todas as porcentagens estudadas.

Tabela 7.16: Valores de CBR e Expansão.

Material	CBR (%)	Expansão (%)
Solo Natural	33	0,25
20% ADF	15	0,22
30% ADF	15	0,17
40% ADF	23	0,09
50% ADF	21	0,10
60% ADF	24	0,10
70% ADF	39	0,10
80% ADF	22	0,07

Para ilustrar o comportamento das misturas em relação ao solo natural e entre as diferentes porcentagens de ADF, as curvas das Figuras 7.32a e 7.32b que correspondem aos valores de CBR e Expansão são apresentadas respectivamente.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 7.16 e na Figura 7.32a, pode-se observar que a partir da incorporação de ADF ao solo, os valores de CBR diminuíram aproximadamente 54% em relação ao solo puro para as porcentagens de 20 e 30%. Nas misturas com 40, 50 e 60% o valor aumentou em média cerca de 50% em relação aos menores teores, porém ainda com redução em torno de 32% em relação ao solo puro.

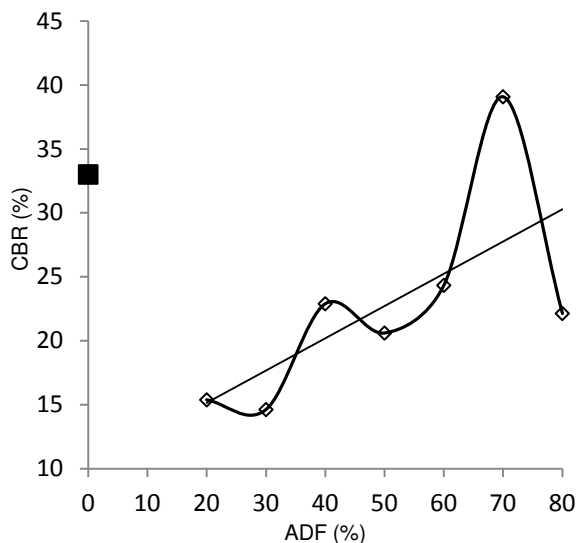


Figura 7.32a: Variação do CBR em função do teor de ADF.

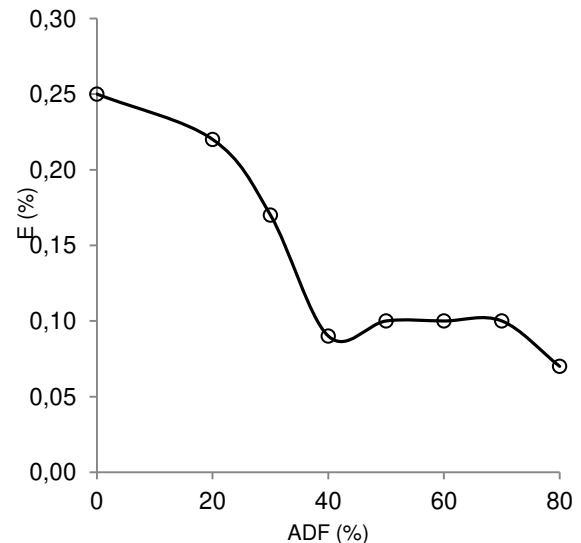


Figura 7.32b: Variação de E em função do teor de ADF.

Para a mistura com 70% de ADF, o valor de CBR aumentou em relação aos menores teores e também em relação ao solo natural. O aumento foi de 62,5% em relação à mistura com 60%, e de 18% em relação ao solo natural. Finalmente, para a mistura com 80%, o valor de CBR diminuiu retornando aos valores atingidos pelas misturas com 40, 50 e 60%.

O comportamento nos ensaios de CBR não seguiu um padrão esperado e também já avaliado em outros estudos como os de Klinsky e Fabbri (2009) em que a tendência foi de crescimento contínuo desses valores em relação ao solo puro com o aumento do teor de ADF, exceto para o maior teor avaliado que tende a diminuir, comportamento também observado no presente estudo.

Porém, quando inserida uma linha de tendência para avaliar o comportamento, esta mostra uma tendência de aumento dos valores de CBR com o aumento da quantidade de AD. Quando comparadas às curvas de CBR do presente estudo com as curvas de mini-CBR dos estudos apresentados pelos autores supracitados, pode-se notar a semelhança de comportamento para as misturas com ADF, isto é, sem um padrão de comportamento definido.

A partir dos dados da Tabela 7.16 demonstrados na Figura 7.32b, observa-se que os valores de expansão reduziram em relação ao solo natural e continuaram a diminuir com o aumento da quantidade de ADF. A redução foi mais sensível até a mistura com 40% e após esse teor as variações foram pouco significativas mantendo-se praticamente dentro de uma mesma faixa de valor.

Cabe ressaltar que nas duas condições de ensaio propostas para avaliar o CBR das misturas (moldagem de cinco pontos e na umidade ótima), os resultados mostraram o mesmo padrão de comportamento descrito e discutido, com apenas algumas pequenas variações de resultado.

7.5.4- Ensaio de Cisalhamento Direto

Com o objetivo de avaliar a influência da incorporação da ADF nos parâmetros de resistência do material definidos por coesão e ângulo de atrito, foram realizados ensaios para determinar suas variações. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 7.17 e visualizados nas Figuras 7.33a e 7.33b.

Foi determinado também os índices físicos porosidade e índice de vazios das misturas compactadas na umidade ótima a fim de avaliar o comportamento desses parâmetros.

Assim como nos resultados apresentados no CBR, a incorporação de ADF ao solo não apresentou resultados que indicassem uma tendência de comportamento, tanto em relação ao material natural como entre as dosagens utilizadas.

Como é possível observar, os resultados tiveram uma variação contrária ao esperado, já que com a introdução de um material granular a tendência é de redução da coesão e aumento do ângulo de atrito, que é o parâmetro característico de resistência de materiais granulares.

Tabela 7.17: Resultados do ensaio de cisalhamento.

Mistura	W (%)	Coesão (Kgf/cm²)	Ângulo de Atrito - Ø	n (%)	e
Solo natural	21,9	0,369	42	40	0,68
20% ADF	19,6	0,239	41	36	0,56
30% ADF	17,7	0,147	42	33	0,50
40% ADF	14,9	0,312	35	31	0,45
50% ADF	13,8	0,136	47	29	0,40
60% ADF	12,4	0,192	41	27	0,37
70% ADF	10,4	0	44	26	0,36
80% ADF	7,7	0	40	30	0,42

Foi possível observar os efeitos da estabilização granulométrica a partir dos índices físicos determinados. Nota-se que devido a melhor distribuição das partículas com a incorporação de ADF ao solo, fato constatado pelas curvas granulométricas apresentadas na Figura 7.28, a porosidade e o índice de vazios sofreram diminuições com o aumento de ADF até o teor de 70%. Para o teor de 80%, a dificuldade de entrosamento entre as partículas devido a grande quantidade de ADF, fato também observado no ensaio de compactação, elevou os valores da porosidade e do índice de vazios.

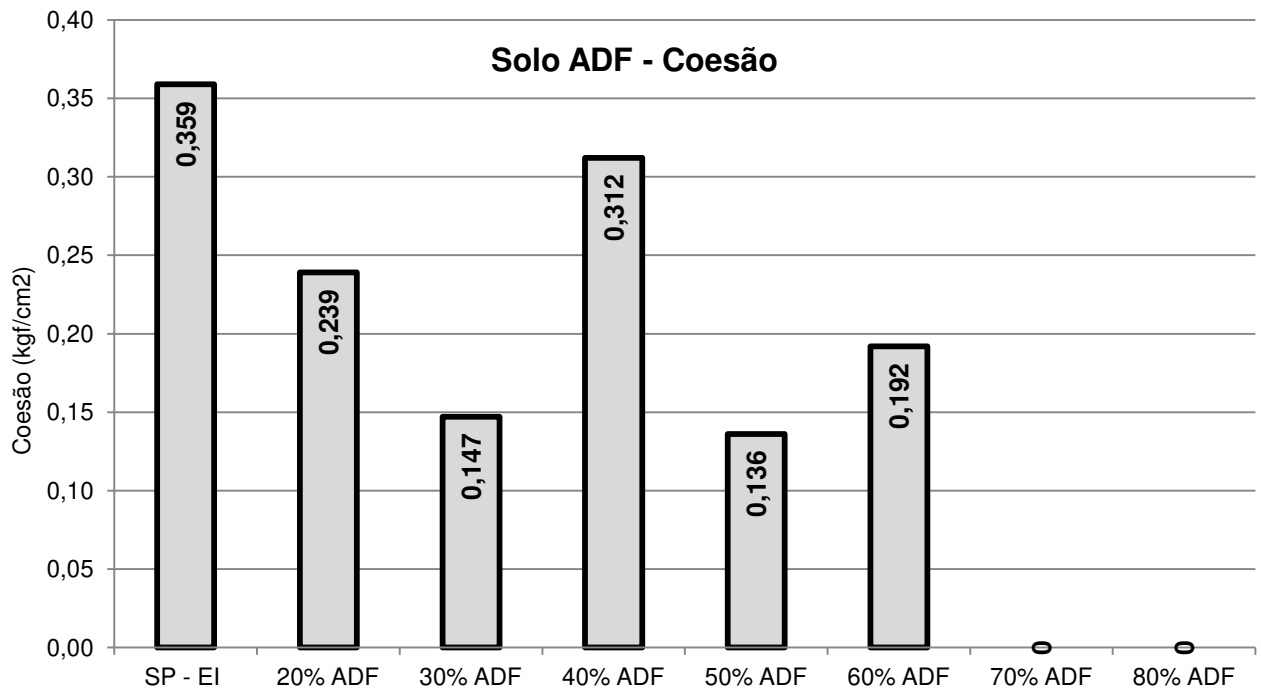


Figura 7.33a: Variação do ângulo de atrito para as misturas Solo ADF.

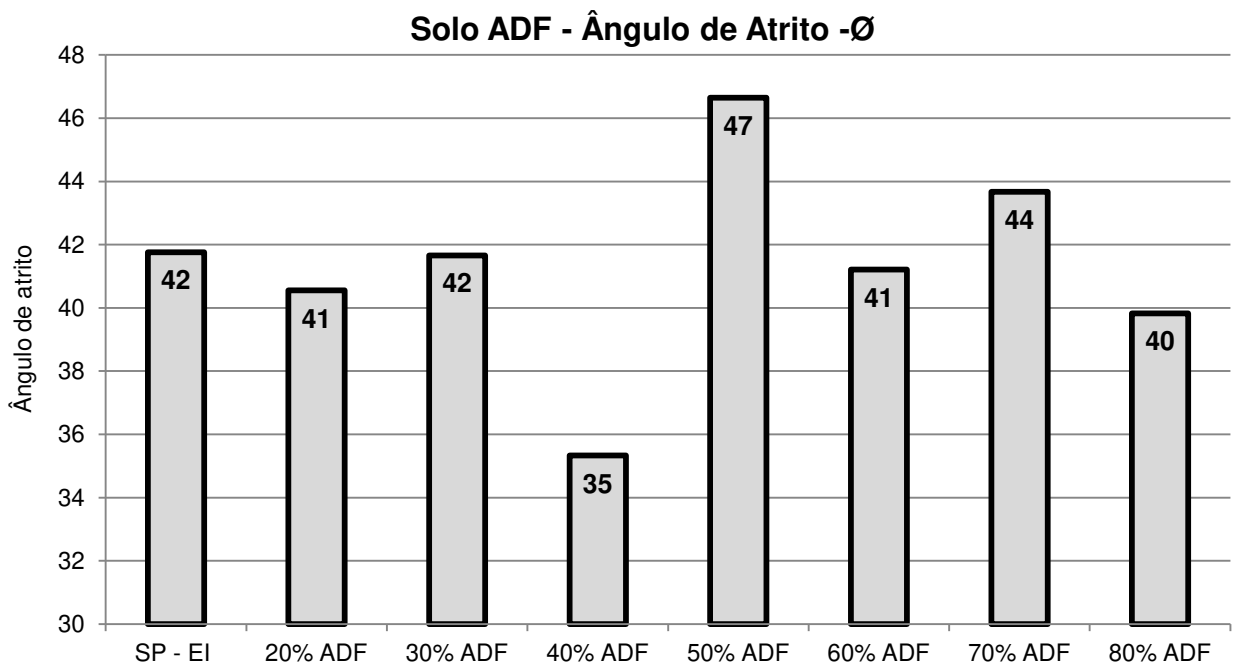


Figura 7.33b: Variação coesão para as misturas Solo ADF.

8- COMPARATIVO DOS RESULTADOS

8.1- Ensaio de Compactação

Nas Figuras 8.1a e 8.1b são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compactação para o solo natural com variação da energia de compactação e para as demais técnicas de estabilização apresentadas na energia intermediária.

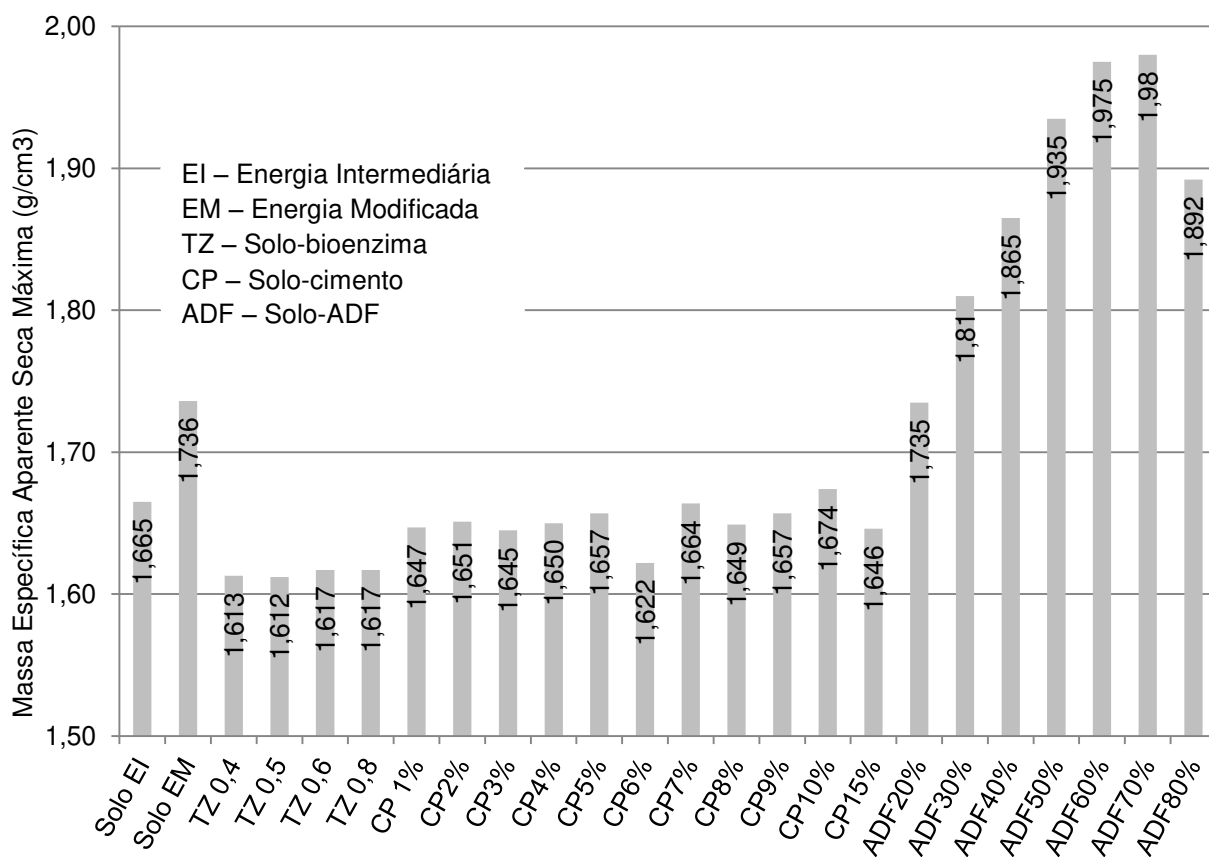


Figura 8.1a: Variação da Massa Específica Aparente Seca Máxima.

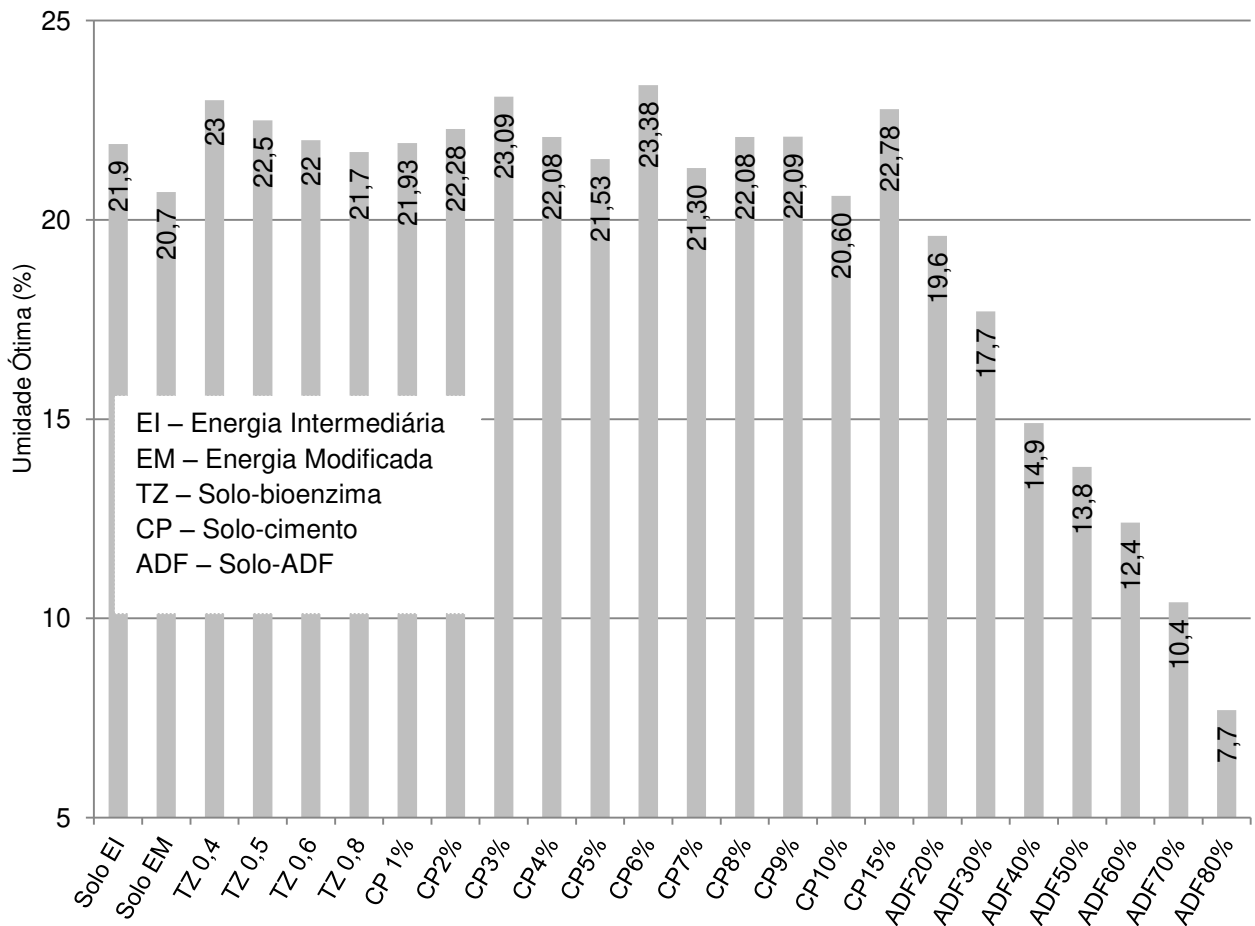


Figura 8.1b: Variação da Umidade Ótima.

Considerando os valores do solo natural na energia intermediária como parâmetro para as análises, o aumento da energia de compactação resultou no aumento da massa específica aparente seca máxima e na redução da umidade ótima, os valores foram de aproximadamente 4,5% e 6% respectivamente, situação normalmente observada e esperada quando se varia a energia de compactação.

A aplicação da bioenzima resultou na diminuição da massa específica para todos os teores estudados, sendo que esses valores não sofrem alterações com a variação do teor de estabilizante; ocorreu também um pequeno aumento da umidade ótima em relação ao solo natural, que tende a diminuir quando o teor é aumentado, aproximando-se aos valores de referência.

Com a aplicação de cimento, de forma geral, os resultados apresentaram diminuição mesmo que não tão significativos na massa específica em relação ao solo natural e aumento da umidade ótima, mas o aumento do teor de cimento não mostrou uma tendência de comportamento, ora aumentando, ora diminuindo esses valores, sendo que somente o teor de 10% resultou em aumento tanto em relação ao solo natural quanto às demais dosagens.

Com a incorporação de ADF ao solo, nota-se um aumento significativo da massa específica aparente seca máxima em relação ao solo natural e esses valores crescem quando os teores são aumentados. Assim, para o teor de 80% esse valor decresce, uma vez que a mistura tem grandes dificuldades de compactação devido ao alto teor de areia e por não ter uma distribuição granulométrica que favoreça o entrosamento das partículas diminuindo assim o resultado. Para os valores de umidade ótima, a incorporação reduziu-os em relação ao solo puro e continuou a diminuí-los para os maiores teores de ADF.

Quando comparados os resultados, nota-se que o melhor foi o obtido com a incorporação de ADF, em seguida, com o aumento da energia de compactação, logo depois a utilização de cimento, que praticamente apresentou resultados muito parecidos aos do solo puro, e por fim a utilização de bioenzima, que teve resultados abaixo dos apresentados com o solo natural e também quando comparados às demais técnicas.

8.2- Ensaio de Compressão Simples

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples são apresentados no gráfico da Figura 8.2. Eles representam os valores para diferentes técnicas utilizadas, variação nos teores de estabilizante e condição de ensaio, realizados com e sem imersão prévia dos corpos de prova antes da ruptura. Os valores referem-se à RCS aos 7 dias de idade.

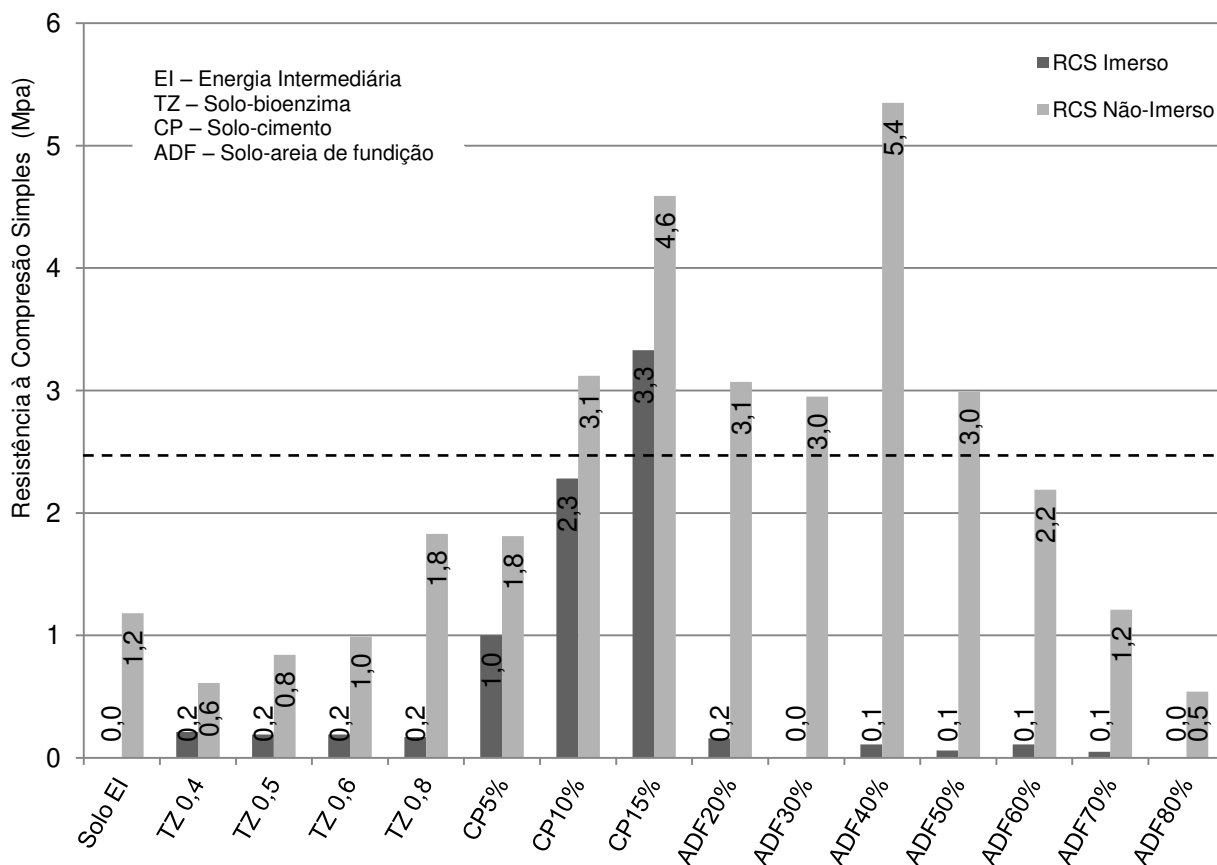


Figura 8.2: Variação da RCS para as misturas estudadas.

Segundo a NBR 12253 (2012), o teor a ser adotado para fins de dosagem deve ser o menor teor com os quais a resistência média à compressão for igual ou superior a 2,1 MPa aos sete dias de idade para a situação com imersão prévia à ruptura, enquanto que para controle de obra ou outra destinação poderão ser estabelecidas outras idades.

A partir dos dados da Figura 8.2, inicialmente é possível observar que para a adição de bioenzima na condição de imersão prévia não houve variação dos valores com o aumento dos teores, já na condição sem imersão observa-se um padrão de comportamento que tende a aumentar os valores com o aumento do teor de estabilizante, embora nenhum deles tenha atingido o valor mínimo de referência.

Com a adição de cimento, observa-se um nítido padrão de comportamento: o aumento da resistência com o aumento do teor de cimento utilizado nas duas condições de ensaio, fato observado também em outros estudos, como apontam Parente *et al* (2002). Os ganhos na condição não imersa foram de aproximadamente 72% e 48% quando passou de 5% para 10% e de 10% para 15% de cimento. Já na condição com imersão, os ganhos para os mesmos aumentos de cimento foram de 130% e 44% aproximadamente. Nota-se que apenas os valores de 10% e 15% atingiram o valor mínimo de 2,1 MPa na condição imersa.

Quando se avaliam os resultados de RCS obtidos para os dois tipos de aditivos utilizados nessa pesquisa segundo a mesma energia de compactação, a intermediária, é possível observar que na situação sem imersão o valor máximo atingido para o solo-bioenzima (2,00 MPa) é cerca de apenas 10% maior que o valor mínimo atingido na mistura solo-cimento (1,81 MPa). Já na condição com imersão o valor máximo para o solo-bioenzima (0,22 MPa) é cerca de 3,5 vezes menor que o menor valor atingido na mistura solo-cimento (1,00 MPa).

Finalmente, a incorporação de ADF ao solo não apresentou ganhos quando ensaiados após imersão dos corpos de prova, uma vez que os valores foram praticamente nulos.

Já na condição sem imersão, houve uma tendência de estabilização dos valores para as dosagens de 20% e 30%, em seguida houve um ganho considerável para o teor de 40%, que foi o maior valor obtido para todo o estudo; e após, uma tendência de perda de resistência com o aumento das quantidades de resíduo, sendo que o teor de 80% praticamente alcançou os mesmos valores de todos os outros teores na condição imersa.

8.3- Ensaio de Índice de Suporte Califórnia

Os resultados obtidos nos ensaios de CBR para todas as técnicas de estabilização utilizadas são apresentados na Figura 8.3.

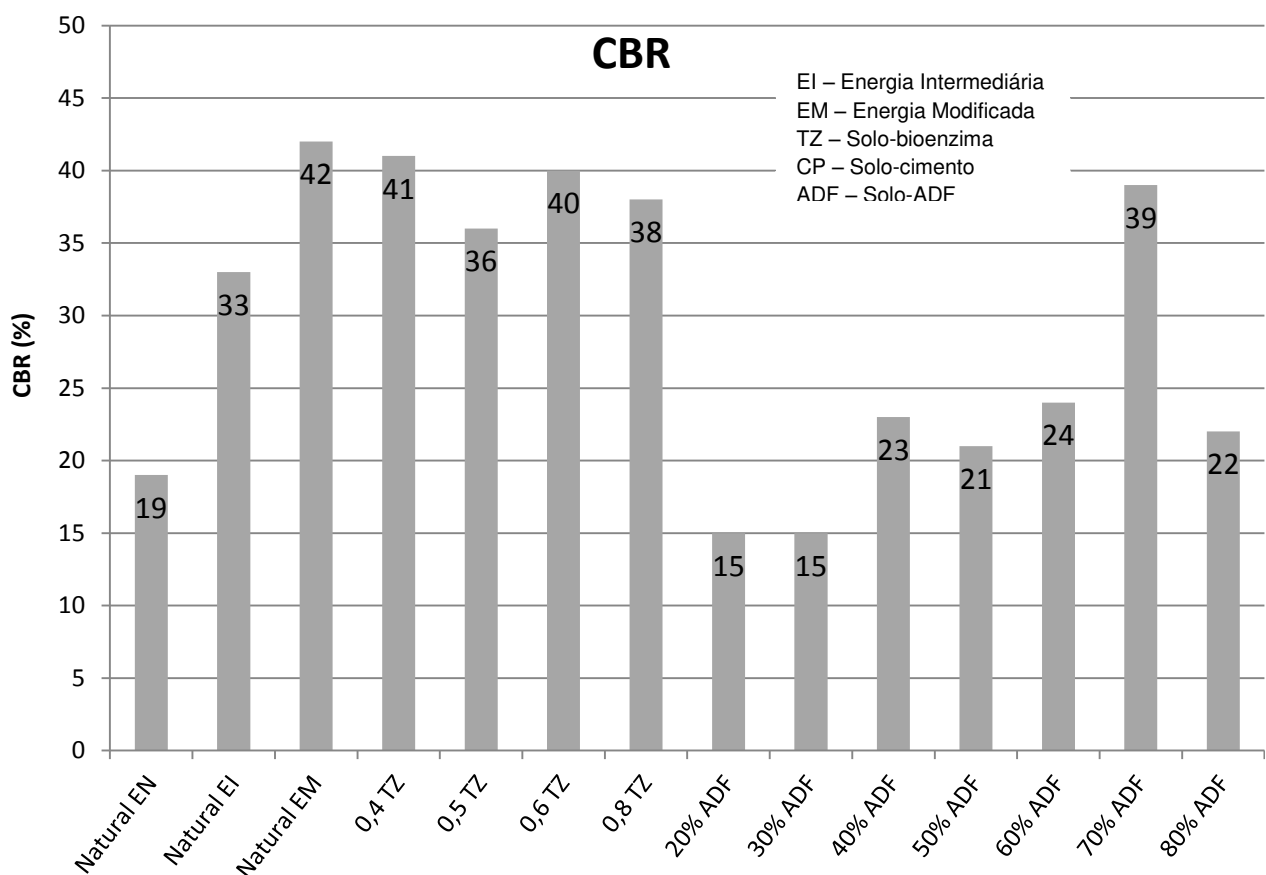


Figura 8.3: Variação nos valores de CBR para as técnicas utilizadas.

Nos resultados apresentados na Figura 8.3 é possível observar, comparando-se os resultados obtidos através das técnicas de estabilização em relação ao material natural na energia intermediária, que para a energia modificada, valor também apresentado na Tabela 7.1a, resultou em um aumento de aproximadamente 27%, e também ultrapassou os valores obtidos com a utilização da bioenzima e da ADF.

Para a adição de bioenzima, os valores apresentados são resultado da média referente às idades de 7, 14 e 26 dias, também apresentados na Tabela 7.3 para a condição com imersão dos corpos de prova; nota-se que para todos os teores houve um crescimento nos valores finais alcançando um aumento em torno de 24% em relação ao material natural, porém não apresentou um padrão de evolução com o aumento de estabilizante, tendo variações embora não tão significantes.

A incorporação de ADF apresentou inicialmente resultados abaixo dos obtidos com o material natural nas duas energias estudadas e também para os materiais com bioenzima, exceto para o teor de 70%, que foi o que alcançou o maior valor de CBR para todas as misturas, inclusive com valor acima do valor de referência, atingindo patamar próximo aos maiores valores obtidos com a bioenzima.

Esses valores de certa forma não eram esperados, uma vez que nos ensaios de compactação a incorporação de ADF foi a que mais resultou em melhorias com crescimento constante, exceto para o teor de 80%, que devido à grande quantidade de resíduo não possibilita o entrosamento das partículas e torna o processo de compactação de difícil obtenção.

8.4- Ensaio de Módulo de Resiliência

Como foram realizados ensaios somente com o material natural e com bioenzima, os comparativos já foram descritos no item **7.3.5**.

8.5- Ensaio de Cisalhamento Direto

Os resultados comparativos são apresentados nas figuras 8.4a e 8.4b.

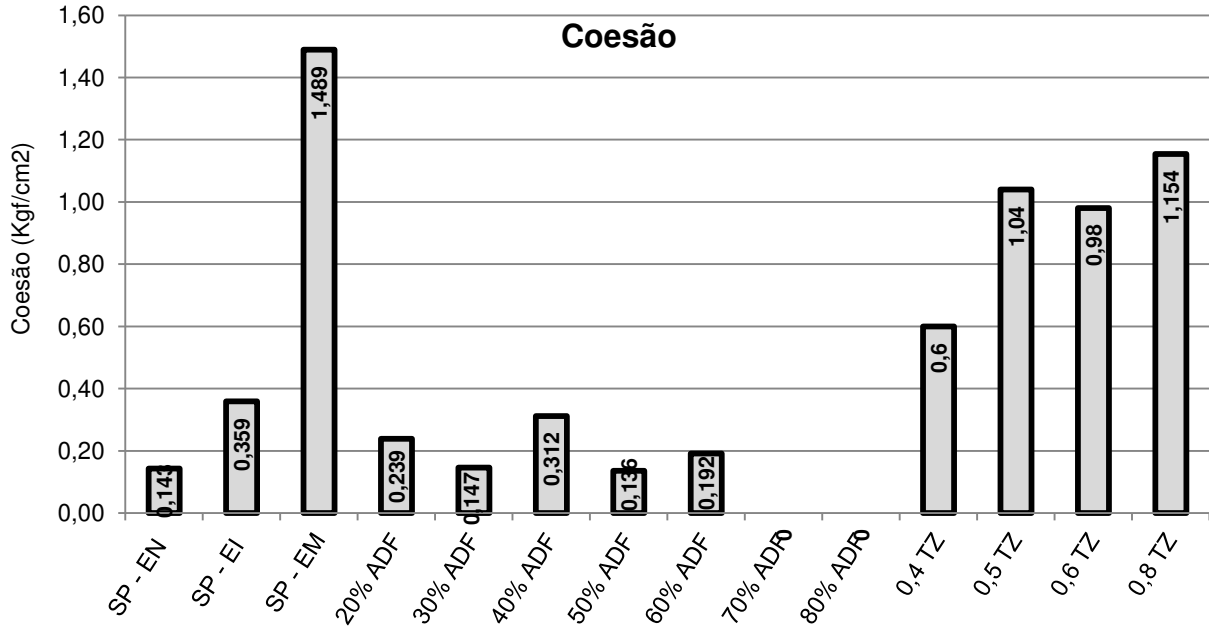


Figura 8.4a- Variação da coesão para os materiais estudados.

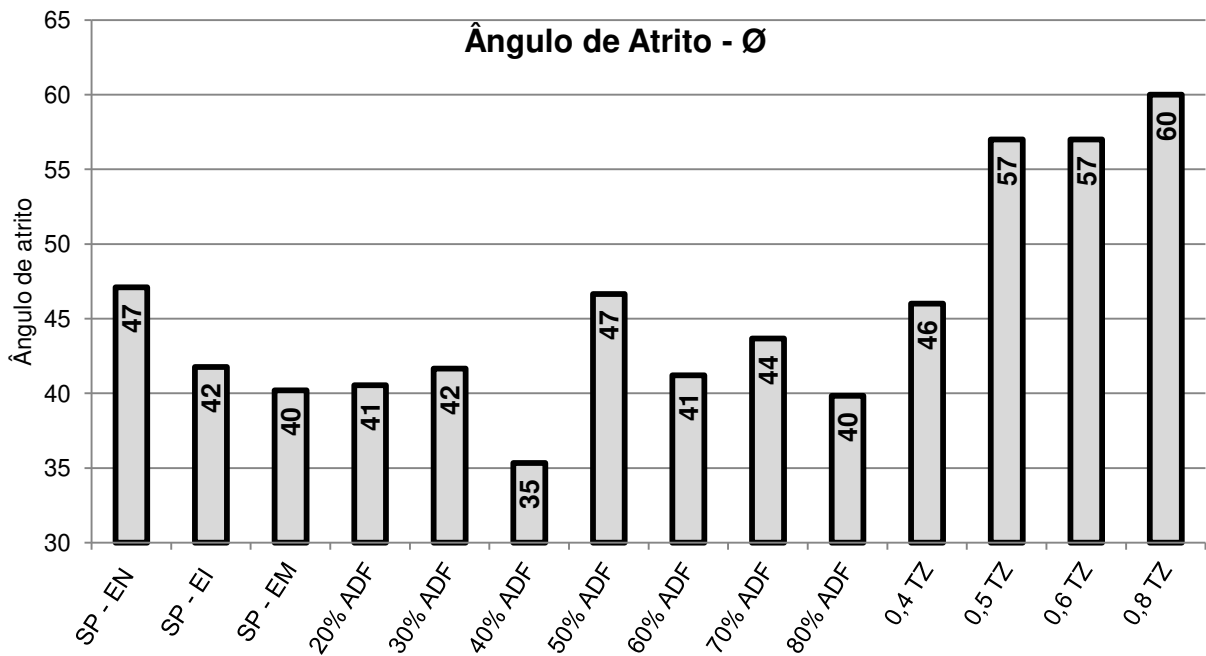


Figura 8.4b- Variação do ângulo de atrito para os materiais estudados.

Em relação à variação da coesão e do ângulo de atrito, o aumento da energia de compactação apresentou característica de certa forma esperada, uma vez que ocorreu o aumento da coesão com a redução do ângulo de atrito.

Já com a incorporação da ADF em relação à coesão houve uma diminuição em termos gerais em relação ao solo natural, tanto na energia intermediária, quanto na modificada, porém, sem um padrão de comportamento definido, variando entre aumento e diminuição de seus valores. Para os resultados do ângulo de atrito, esses não apresentaram variação condizente com as características de materiais granulares, que seria de aumento do ângulo de atrito com o aumento da quantidade de ADF.

9- CONCLUSÕES

9.1- Técnicas

Quando comparada ao material de referência que é o solo natural compactado na energia intermediária, a estabilização mecânica com o aumento da energia de compactação trouxe efeitos benéficos ao solo estudado.

Esta conclusão pode ser verificada através do aumento de aproximadamente 43% da massa específica aparente seca máxima e diminuição da umidade ótima em cerca de 6%; aumento do valor de CBR da ordem de 27%, resultado este superior a todas as técnicas utilizadas; aumento do Módulo de Resiliência; e também aumento da coesão e diminuição do ângulo de atrito.

Quanto à utilização da Bioenzima, nos ensaios de compactação, os resultados não mostraram melhoras em termos de aumento da massa específica, sendo que ficaram abaixo do solo natural com elevação da umidade ótima para todas as dosagens estudada. Segundo o fabricante, a evolução dos resultados ocorre com o aumento do período de cura, e no caso do ensaio de compactação, esses resultados referem-se à condição imediata.

Nos ensaios de CBR com imersão dos corpos de prova, os resultados já atingiram valores acima do valor de referência para todas as dosagens, mas sem um padrão de comportamento bem definido, com os ganhos variando entre 9% e 25%, sendo que o maior ganho foi obtido com 0,6 ml/10kg de solo. Quando ensaiados sem imersão, os ganhos atingiram valores da ordem de 81% em relação ao material natural, também com a dosagem de 0,6 ml/10kg de solo.

Para o Módulo de Resiliência, cujo ensaio não submete as amostras ao contato com água, o aumento da quantidade de bioenzima resultou em ganhos em relação ao material puro, apresentando maiores resultados com 0,8 ml/10 kg de solo.

Na resistência à compressão simples, a utilização de bioenzima não apresentou ganhos em relação ao material de referência, fato observado para todas as dosagens; já nos ensaios de Cisalhamento Direto, todas as dosagens apresentaram aumento de coesão e também do ângulo de atrito. Cabe ressaltar que, em ensaios realizados sem imersão dos corpos de prova este aditivo apresentou melhores resultados e segundo o fabricante, a evolução dos resultados ocorre com o aumento do período de cura.

Sendo assim, o teor de 0,6 ml/10 kg de solo se mostrou mais eficiente, já que para 0,8 ml houve o aumento do Módulo de Resiliência, mas nos ensaios de CBR, uma tendência de estabilização ou diminuição dos valores. Sua utilização, portanto, deve ser mais investigada e estudada, para melhor entendimento de seus reais benefícios.

O uso de ADF incorporado ao solo apresentou os melhores resultados no ensaio de compactação com um padrão bem definido de comportamento, com o aumento contínuo da massa específica até o teor de 70% e diminuindo com 80% devido à instabilidade no processo de compactação causada pela grande quantidade de material granular. A umidade ótima acompanhou o padrão de material granular apresentando diminuição contínua dos seus valores com o aumento da ADF.

Na compressão simples, a ação da água diminuiu drasticamente todos os resultados observados na situação sem imersão, fazendo com que todos os teores de ADF apresentassem o mesmo resultado.

Em relação aos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, a ADF não apresentou resultados que pudessem caracterizar um padrão de comportamento. Somente resultou na diminuição da coesão, em relação ao material puro, porém, o ângulo de atrito que tende a aumentar com o aumento de ADF apresentando características mais arenosas, não apresentou tal comportamento, variando constantemente.

No CBR, a incorporação de ADF não apresentou de maneira geral resultados que ultrapassassem o valor de referência, com exceção ao teor de 70%, que inclusive obteve os resultados médios alcançados pelo material com bioenzima.

A mistura solo-ADF é promissora como destino de passivo ambiental e a dosagem de 70% pode apresentar resultados que atendam ao desempenho de sub-base rodoviária.

Para fins de dosagem para camada de base de solo-cimento, os valores que atingiram o valor mínimo estabelecido por norma foram as misturas com teores de 10% e 15%. Sendo assim, o uso de cimento também se mostrou interessante, porém com a necessidade de levantamento das questões financeiras para avaliar a real viabilidade de seu uso para esse tipo de solo.

A partir dos valores obtidos nos ensaios de CBR utilizados pela norma brasileira para classificação de materiais para comporem camadas de pavimento, para a aplicação como camada de sub-base, os materiais que atingiram o valor mínimo de 20% de CBR estabelecido por norma foram o solo natural nas energias intermediária e modificada, todos os teores de bioenzima e os teores de 40 a 80% de ADF.

Nenhuma mistura ou mesmo o solo natural com variação da energia de compactação conseguiu atingir os valores mínimos de 60% de CBR para compor camada de base para pavimento de baixo volume de tráfego.

As conclusões em relação aos estudos que foram elaborados tiveram inicialmente como diferenciais os tipos de técnicas utilizadas, os aditivos empregados, os teores de cada estabilizante e também as condições de ensaio, posto que é muito importante o conhecimento do comportamento dos materiais quando se comparam as variações das técnicas de ensaio, principalmente no tocante à água, uma vez que a estrutura de um material compactado reage de forma diferente quando está ou não em contato com ela.

9.2- Sugestões para pesquisas futuras

Como esse trabalho objetivou-se avaliar o comportamento de um solo específico a partir de vários métodos de estabilização, algumas características se mostraram não muito bem definidas e, portanto, há a necessidade de uma investigação mais aprofundada para seu melhor entendimento.

A bioenzima apresentou resultados bastante instáveis, quando da sua utilização com o material em contato com a água. Sendo assim, seria interessante sua aplicação a outros tipos de solos e avaliação se esse efeito é inerente ao aditivo ou se varia com o solo utilizado. Isso traria boas respostas quanto a sua eficiência como aditivo para estabilização, uma vez que o contato com água é uma situação muitas vezes difícil de ser evitada, mesmo com a instalação de bons sistemas de drenagem.

Para o uso do cimento, seria interessante a realização de um levantamento de custos para avaliar a real eficiência do método para esse tipo de solo, visto que para atingir os valores mínimos estabelecidos por norma, as quantidades se apresentaram relativamente altas, e podem assim inviabilizar seu uso.

O estudo para avaliar a utilização da Areia Descartada de Fundição, ADF, focou mais na viabilidade de seu uso a partir do instante que os ensaios ambientais sinalizaram positivamente. É notório que seu comportamento é relativamente instável, conforme pode ser visto nos ensaios de CBR. Como essa areia é um resíduo industrial é possível que esse comportamento seja resultado da sua utilização primária dentro dos processos de fundição. Sendo assim, a sua real constituição não é perfeitamente conhecida, podendo ter componentes que contribuam para esse tipo de comportamento instável.

Tais fatos indicam a necessidade de estudos mais avançados no tocante a sua composição, e poder entender se algum componente específico é o que contribui para essas características.

9.3- Pessoais e profissionais

Neste momento também gostaria de inserir algumas conclusões pessoais, que ao longo de todo o processo do programa de mestrado pude tirar. Por não ter participado previamente de nenhum programa de iniciação científica, tive algumas dificuldades em entender os reais objetivos da realização de uma pesquisa científica e de tudo que a circundava.

Em relação a esse item, as participações em congressos foram de fundamental importância, uma vez que pude expor etapas do meu trabalho, assistir a várias apresentações e discussões que me ajudaram a entender melhor esse universo e com isso amadurecer em relação ao meu trabalho e tornar mais clara toda a importância que uma pesquisa científica tem para o avanço tecnológico e social de um país.

Os eventos e os trabalhos apresentados em Congressos durante o período de construção da pesquisa são os listados abaixo:

- XXVI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes - XXVI ANPET. 2012
“Estabilização granulométrica de um solo laterítico argiloso através da incorporação de areia descartada de fundição – ADF”.
- XXV Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes - XXV ANPET. 2011
“Avaliação da resistência à compressão simples de um solo laterítico argiloso estabilizado com cimento e bioenzima”.
- XXIV Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes - XXIV ANPET. 2010
“Estudo do comportamento resiliente de um solo laterítico argiloso estabilizado com uma bioenzima”.
- 4º CONGRESSO DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - CONINFRA 2010
“Avaliação do efeito da adição de uma bioenzima no comportamento mecânico de um solo fino”.

Outro fato relevante é o de perceber ao longo do trabalho que é preciso constantemente buscar e conhecer novas ferramentas e adquirir conhecimento, pois com o desenrolar da pesquisa a todo o momento surgem dúvidas e com elas a necessidade de esclarecimentos que são conseguidos somente por esses meios.

Além dessa busca, a relação com outros pesquisadores, professores e pessoas experientes da área é de suma importância, pois é através de conversas que muitas dúvidas são sanadas e novos horizontes são abertos dentro do assunto estudado.

Mas o mais importante é olhar para trás e perceber o quanto ainda temos a caminhar, evoluir e saber que muito ainda há de ser feito, e com a finalização de uma etapa, a certeza de que a próxima deverá ser cada vez mais planejada e com propósito ainda maior de se efetuar algo que possa de alguma forma trazer melhoras para o meio científico.

10- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - NBR 6457 - Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986a, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 6459 – Solo – Determinação do limite de liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984a, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 6502 – Rochas e solos – Terminologia. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1995, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 6508 – Grãos de solos que passam pela peneira de 4,8mm. Determinação da massa específica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984b, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 7180 – Solo – Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984c, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 7181 – Solo – Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984d, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 7182 – Solo – Ensaio de compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986b, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 9895 – Solo – Índice de Suporte Califórnia. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1987, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 10004 – Resíduos Sólidos - Classificação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 12024 – Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 12025 – Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 12253 – Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1992, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 15702 – Areia descartada de fundição – Diretrizes para aplicação em asfalto e em aterro sanitário. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009, Rio de Janeiro.

ABNT - NBR 15984 – Areia descartada de fundição – Central de processamento, armazenamento e destinação (CPAD). Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009, Rio de Janeiro.

AASHTO - Designation T307-99 – Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials American Association of Highway and Transportation Officials. 1999, Washington, DC.

ARAÚJO, A. F.; BARROSO, S. H. A. O uso da técnica de solo-cal para melhoramento das propriedades tecnológicas de um solo da região do baixo Jaguaribe no estado do Ceará. Anais do XXI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Rio de Janeiro, 2007, 4 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Cohesive Soils. ASTM - D6528. West Conshohocken, PA, USA. 2007.

BANDEIRA, A. A.; MERIGHI, J. V. e FORTES, R. M. Estudo da utilização de bases cimentadas em pistas de aeroportos. Anais do 2º CONINFRA – Congresso de Infraestrutura de Transportes, São Paulo, 2008, 17p.

BAPTISTA, C. N. Pavimentação: Compactação dos Solos no Campo, Camadas de base, Estabilização de Solos. Rio de Janeiro: Fundação Nacional de Material Escolar, 1976a. 178p.

BAPTISTA, C. N. Pavimentação: Ensaios Fundamentais para a Pavimentação, Dimensionamento dos Pavimentos Flexíveis. Rio de Janeiro: Fundação Nacional de Material Escolar, 1976b. 253p.

BECHARA, M. F.; FURLAN, A. P.; GIGANTE, A. C. e FABBRI, G. T. P. Propriedades mecânicas de misturas solos-cimento com solo laterítico e solo não-laterítico. In: XXIV Anpet – Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Salvador, 2010. 9p.

BERNUCCI, L. B.; CAMACHO, J. Efeitos da sucção e da temperatura na movimentação d'água em pavimentos construídos com solos lateríticos. In: XIV Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2000, Gramado, RS. Anais do XIV ANPET. p.539-550.

BONAFÉ, L.; SPECHT, L. P. Avaliação da técnica de estabilização mecânica, química e do microreforço na resistência ao cisalhamento de um solo residual. Anais. da 36ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, Curitiba, 2005. 11p.

BRAZETTI, R. Aditivos orgânicos para estabilização de solos. Origem e pesquisas. Anais da 7ª Reunião Anual de Pavimentação Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, São José dos Campos, 1996. 22p.

BRAZETTI, R. e DOMINGUES. A. A. Aditivos orgânicos para estabilização de solos. Metodologia e técnicas associadas para avaliação de compósitos organominerais - Espectrometria no infravermelho. Anais da 31ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, São Paulo, 1998a. 22p.

BRAZETTI, R. e DOMINGUES. A. A. Aditivos orgânicos para estabilização de solos. Estudos evidenciando as interações entre materiais orgânicos e minerais. Anais da 31ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, São Paulo, 1998b. 16p.

BRAZETTI, R.; MURPHY, S. R. Difusão generalizada do uso de bioenzimas na pavimentação. Anais da 32ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, Brasília, 2000. 11p.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e suas Aplicações. V. 1, 3 Ed. Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos, 1975a. 242p.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e suas Aplicações. V. 2, 3 Ed. Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos, 1975b. 456p.

CAVALCANTE, F. C. I. T. e BARROSO, S. H. A. Influência da Energia de Compactação e do Teor de Areia na Estabilização Granulométrica de Bases e Sub-bases de Pavimentos. Anais do XXIII– Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Anpet, Vitória, 2009. 11p.

DELGADO, A. K.; CARVALHO, J. C. e FARIAS, M.M Influência da estabilização química no comportamento de solos finos compactados característicos do distrito federal. Anais da 36ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, Curitiba, n.49, 2005.12p.

DELGADO, A. K.; CARVALHO, J. C. E CARDOSO, F. B. F. Influência da estabilização química no comportamento de solos finos compactados. Anais do XVII Congresso Ibero-LatinoAmericano Del Asfalto, CILA, Guatemala, C.A., 2013. 20p.

DNER-ME 256/94 – Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 1994, Rio de Janeiro.

DNER-ME 258/94 – Solos compactados com equipamento miniatura – Mini-MCV. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 1994, Rio de Janeiro.

DNIT - Manual de Pavimentação. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2006, Rio de Janeiro.

EREN, Ş.; FILIZ, M. Comparing the conventional soil stabilization methods to the consolid system used as an alternative admixture matter in Isparta Daridere material. *Construction and Building Materials*, V.23, n.7, p. 2473–2480, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2009.01.002.

FRAENKEL, B. B. Engenharia Rodoviária. 3 Ed. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois S.A, 1980.852p.

GUNEY, YUCEL; AYDILEK, AHMET H; DEMIRKAN, M MELIH, Geoenvironmental behavior of foundry sand amended mixtures for highway subbases., *Waste management (New York, N.Y.)*, v. 26, n. 9, p. 932–45, 2006.

KLINSKY, L. M. G. e FABBRI, G. T. P. Reaproveitamento da Areia de Fundição como Material de Base e Sub-base de Pavimentos Flexíveis. *Revista Transportes*, v.17, n. 2, p. 36-45. 2009.

KOLAY, P. K.; AMINUR, M. R.; TAIB, S. N. L.; *et al*, Stabilization of Tropical Peat Soil from Sarawak with Different Stabilizing Agents. *Geotechnical and Geological Engineering*, v.29, n.6, p.1135–1141, 2011.

KUMMAR, R. SRINIVOSA. *Pavement Design*. Universities Press, Hyderabad, India. 2013.

LAZĀR, S. M.; DIACONU, E. Subgrade Bearing Capacity Influence on Flexible Pavement Structures Behaviour. 3rd International Conference on Road and Rail Infrastructure, CETRA, 2014. Croatia.

MEDINA, J. Mecânica dos pavimentos. 380p. 1997. Rio de Janeiro, Editora UFRJ.

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

NOGAMI, J. S. e Villibor, D. F. Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. 213p. 1995. São Paulo, Villibor.

PARENTE, E. B.; PARREIRA, A. B. e SOARES, J.B Avaliação do comportamento mecânico de um solo laterítico e de outro não laterítico estabilizados com cimento. In: XVI Anpet - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 9p. 2002.

SANTOS, J. Estabilização de uma argila laterítica do Distrito Federal para uso em rodovias de baixo volume de tráfego. Brasília, 2004. 109 p. Dissertação (mestrado em Construção Civil). Universidade de Brasília.

SENÇO, W. Manual de Técnicas de Pavimentação, Volume II. São Paulo: Editora Pini, 2001. 642P.

SENÇO, W. Pavimentação. São Paulo: Editora Grêmio Politécnico,. 452p.

SILVA, C. C. Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos. Curitiba, 2007. 157 p. Dissertação (mestrado em Construção Civil). Universidade Federal do Paraná.

SHANKAR, AU; RAI, HK; MITHANTHAYA, R, Bio-enzyme stabilized lateritic soil as a highway material, Indian Roads Congress Journal, n. 553, p. 9, 2009.

SOUZA JUNIOR, J. D. O Efeito da Energia de Compactação em Propriedades dos Solos Utilizados na Pavimentação do Estado do Ceará. Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia dos Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005. CE, 211 fl.

SOUZA, M. L. Pavimentação Rodoviária. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos: DNER – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1980, 361p.

SOUZA, M. L.; MAGALHÃES, J. P.; SILVA, R. B.; SCHLOSSER, R. Pavement performance analysis and attempt to reevaluate flexible pavement design criteria adopted by Brazil's National Highway Department. In: WORLD MEETING INTERNATIONAL ROAD FEDERATION, 8., Tóquio, 1977. D-1 AM-10.

TRRL - Transport and Road Research Laboratory. "Mecânica dos Solos para Engenheiros Rodoviários". Traduzido por Evelyn B. Silveira e Araken Silveira , V.1, São Paulo: Edgar Blücher Editor, 1951. 302p.

TAKEDA, M. C.; PARREIRA, A. B. e MOTTA, L. M. G. A influência da variação de umidade pós-compactação no módulo de resiliência de solos tropicais. Anais da XX ANPET – Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. 2006. Brasília, 12 p.

VARGAS, M. Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo: Editora McGraw-Hill do Brasil, Ed. Da Universidade de São Paulo, 1977. 509p.

VILLIBOR, D. F. Pavimentos econômicos. Novas considerações. 1981. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERRE, J. R.; SERRZA, P.R.M. e ZUPPOLINI, A.N. Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas, Bases Alternativas com Solos Lateríticos. 2007. São Paulo

ZHANG, Z.; TAO, M. Durability of Cement Stabilized Low Plasticity Soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008. p203-213.