

**UNIVERSIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Henrique Arthur Achterberg

**ESTUDO SOBRE A APLICAÇÃO DA CLASSIFICAÇÃO**  
**GEOTÉCNICA MCT PARA UM SOLO RESIDUAL DE SANTA CRUZ DO SUL-RS**

Santa Cruz do Sul

2014

Henrique Arthur Achterberg

**ESTUDO SOBRE A APLICAÇÃO DA CLASSIFICAÇÃO  
GEOTÉCNICA MCT PARA UM SOLO RESIDUAL DE SANTA CRUZ DO SUL-RS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Leandro Olivio Nervis

Santa Cruz do Sul

2014

Henrique Arthur Achterberg

**ESTUDO SOBRE A APLICAÇÃO DA CLASSIFICAÇÃO  
GEOTÉCNICA MCT PARA UM SOLO RESIDUAL DE SANTA CRUZ DO SUL-RS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Me. Leandro Olivio Nervis  
Professor Orientador – UNISC

Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos  
Professor Examinador – UNISC

Me. José Antonio Rohlfes Junior  
Professor Examinador - UNISC

Santa Cruz do Sul

2014

A todos que acreditam na minha capacidade.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao carinho e apoio dedicados a mim por parte da minha família e amigos. Aos meus pais Claudete Vargas Achterberg e Alberto Achterberg, por tornar este sonho possível.

Agradeço a minha namorada Emiliana, pelo amor, compreensão, paciência e principalmente incentivo nos momentos mais difíceis que enfrentei.

Ao professor e amigo Leandro Olivio Nervis, pela amizade, dedicação, orientação e conhecimentos transmitidos ao longo deste trabalho e de todo o curso.

Aos funcionários e bolsistas do Laboratório de Solos e Pavimentação da UNISC, pelo auxílio na realização dos ensaios necessários para o presente trabalho.

A todos os colegas do curso de Engenharia Civil da UNISC que eu tive o prazer e a felicidade de conhecer, pela amizade, conversas, conselhos e apoio durante todos os cinco anos de estudos em que estivemos juntos, os quais guardarei com muito carinho em minha memória.

## RESUMO

Estudos e experimentos deixam claro o fato de as metodologias tradicionais de classificação geotécnica não apresentarem resultados adequados para solos oriundos de regiões tropicais e subtropicais uma vez que estes estão expostos a condições climáticas e de intemperização distintas daqueles onde tais metodologias foram concebidas, desta forma, as metodologias tradicionais não levam em consideração as peculiaridades dos solos tropicais, resultando em uma classificação incoerente e previsão de comportamento diferente da real apresentada pelo solo. No Brasil, Nogami e Villibor desenvolveram, por meio de diversos estudos e experimentos, a metodologia denominada MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) que tem como objetivo a avaliação adequada das propriedades e do comportamento dos solos tropicais quando devidamente compactados, para o emprego em obras rodoviárias. Neste trabalho realizou-se a classificação de um solo residual de Santa Cruz do Sul-RS através das metodologias tradicionais SUCS e HRB e da classificação geotécnica para solos tropicais MCT, comparando-as entre si e com os ensaios realizados em laboratório, além de indicar o emprego do material estudado com relação a obras rodoviárias, de acordo com as exigências dos órgãos brasileiros e o que aborda a literatura técnica sobre o assunto. Para a realização do trabalho foram realizados ensaios de caracterização (análise granulométrica, massa específica dos grãos e limites de Atterberg), ensaios de compactação, Índice de Suporte Califórnia – ISC e expansão e os ensaios da metodologia MCT (compactação Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão). Constatou-se através dos ensaios que as classificações geotécnicas tradicionais demonstraram resultados inadequados para o solo estudado, descartando o seu emprego em obras rodoviárias por indicarem que o mesmo apresenta baixa capacidade de suporte e alta expansão, o que é indesejável. Entretanto, a classificação pela metodologia MCT foi capaz de prever corretamente o comportamento do solo, que apresentou, quando compactado em sua umidade ótima, elevada capacidade de suporte e baixa expansão, além de alta resistência à erosão hídrica. Tais propriedades viabilizam o emprego do solo estudado quanto às exigências dos órgãos brasileiros como subleito, reforço do subleito, corpo de aterro e revestimento primário. Desta forma, ao empregar a metodologia MCT, tem-se uma previsão mais adequada com relação ao real comportamento dos solos tropicais, resultando em um melhor aproveitamento dos materiais regionais e diminuindo os gastos com o transporte de materiais.

**Palavras-chave:** classificação geotécnica; solos tropicais; mecânica dos solos.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classificação do tamanho das partículas.....	24
Figura 2 – Terminologia do Sistema Unificado. ....	29
Figura 3 – Gráfico da plasticidade utilizado para a Classificação Unificada.....	30
Figura 4 - Faixa do limite de LL e IP de solos nos grupos A-2, A-4, A-5, A-6 e A-7.....	31
Figura 5 – Gráfico da classificação de solos MCT.....	36
Figura 6 – Fluxograma Mini-MCV e ensaio de perda de massa por imersão. ....	42
Figura 7 – Local de coleta das amostras.....	45
Figura 8 – Amostra deixada para secar ao ar. ....	46
Figura 9 – Peneiramento mecânico. ....	47
Figura 10 – Béquer com amostra e defloculante. ....	48
Figura 11 – Dispersão da amostra. ....	48
Figura 12 – Aparelho de Casagrande, determinação do Limite de Liquidez. ....	50
Figura 13 – Ensaio de Limite de Plasticidade. ....	51
Figura 14 – Realização do ensaio para determinação da massa específica dos grãos.....	52
Figura 15 – Amostra compactada extraída.....	53
Figura 16 – Arrasamento do corpo de prova compactado.....	55
Figura 17 – Ensaio de expansão. ....	55
Figura 18 – Ensaio de penetração.....	56
Figura 19 – Amostras do ensaio Mini-MCV em repouso. ....	57
Figura 20 – Equipamento para a Compactação Mini-MCV.....	58
Figura 21 – Imersão dos corpos de prova para a determinação da Perda de Massa por Imersão. .....	59
Figura 22 – Massa seca desprendida após a secagem. ....	59
Figura 23 – Local de coleta das amostras de solo. ....	61
Figura 24 – Localização do município de Santa Cruz do Sul . ....	62

Figura 25 – Localização do Município de Santa Cruz do Sul e do ponto de coleta de amostras no Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul.....	62
Figura 26 – Curva granulométrica.....	65
Figura 27 – Curva de compactação. ....	67
Figura 28 – Classificação do solo pela Metodologia MCT.....	69

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores típicos de LL e IP de alguns solos brasileiros. ....	26
Tabela 2 – Sistema Rodoviário de Classificação. ....	31
Tabela 3 – Recomendações de emprego de solos na pavimentação, de acordo com as classificações tradicionais (SUCS e HRB). ....	32
Tabela 4 – Dados de diversos grupos de solos da classificação MCT. ....	39
Tabela 5 – Valores numéricos das propriedades. ....	39
Tabela 6 – Cálculo da diferença de altura e da massa específica aparente. ....	41
Tabela 7 – Recomendações de emprego de materiais para pavimentação segundo algumas especificações. ....	43
Tabela 8 – Normas referentes aos ensaios de caracterização. ....	46
Tabela 9 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização e classificação dos solos. ....	64
Tabela 10 – Resultados dos ensaios de compactação, ISC e expansão. ....	68

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO .....	12
1.1 Área e delimitação do tema .....	13
1.2 Justificativa .....	13
1.3 Objetivos .....	14
1.3.1 Objetivo geral .....	14
1.3.2 Objetivos específicos .....	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	15
2.1 Utilização do solo no contexto da engenharia civil .....	15
2.2 Origem e formação dos solos .....	15
2.3 Considerações importantes sobre geologia .....	16
2.3.1 Mineralogia dos solos e rochas .....	16
2.3.2 Silicatos .....	17
2.3.3 Óxidos e Hidróxidos .....	17
2.3.4 Carbonatos .....	18
2.3.5 Argilo-minerais .....	18
2.3.6 Intemperismo dos solos .....	19
2.4 O perfil do solo e suas características .....	21
2.5 Caracterização dos solos .....	22
2.5.1 Análise granulométrica .....	23
2.5.2 Índices de consistência (Limites de Atterberg) .....	25
2.6 Compactação de solos .....	27
2.7 Índice de Suporte Califórnia – ISC ou CBR ( <i>California Bearing Ratio</i> ) .....	28
2.8 Módulo de resiliência .....	28
2.9 Classificação tradicional de solos .....	29
2.10 Limitações das classificações tradicionais para solos tropicais e subtropicais .....	33
2.10.1 Limites de Atterberg .....	33

2.10.2 Porcentagem que Passa na Peneira de 0,075 mm .....	33
2.10.3 Índice de Grupo (IG) .....	34
2.11 Classificação MCT .....	34
2.12 Classes da classificação MCT .....	35
2.12.1 Classe L – Comportamento Laterítico .....	35
2.12.2 Classe N – Comportamento Não-Laterítico .....	35
2.13 Grupos da classificação MCT.....	36
2.14 Descrição da metodologia empregada na classificação MCT .....	40
2.15 Recomendações de emprego de materiais de acordo com os órgãos de pavimentação (DNIT, DAER-RS, DER-SP, DER-PR).....	43
3 METODOLOGIA .....	45
3.1 Descrições física e geológica do local de coleta das amostras deformadas .....	45
3.2 Coleta e preparo das amostras deformadas.....	45
3.3 Ensaio de laboratório.....	46
3.3.1 Ensaio de caracterização .....	46
3.4 Ensaio de Compactação, Índice de Suporte Califórnia (ISC) e Expansão.....	52
3.4.1 Ensaio de Compactação .....	52
3.4.2 Determinação do Índice de Suporte Califórnia – ISC ( <i>Californian Bearing Ratio – CBR</i> ) e expansão 54	
3.5 Ensaio da Metodologia MCT .....	56
3.5.1 Ensaio de Compactação Mini-MCV.....	56
3.5.2 Ensaio de Perda de Massa por Imersão .....	58
3.6 Análise e interpretação dos resultados dos ensaios e enquadramento do solo em estudo nas classificações geotécnicas.....	60
3.7 Análise comparativa entre as previsões de comportamento do solo pelas classificações tradicionais e pela classificação MCT e conclusões.....	60
4 DESCRIÇÃO DO LOCAL DE COLETA DAS AMOSTRAS.....	61
4.1 Descrições física e geológica do local de coleta das amostras deformadas .....	61

4.2 Caracterização pedológica e descrição dos perfis geotécnicos.....	63
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	64
5.1 Ensaio de caracterização e enquadramento nas classificações geotécnicas tradicionais ..	64
5.2 Ensaio de compactação, Índice de Suporte Califórnia e expansão .....	67
5.3 Ensaio da Metodologia MCT .....	68
6 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS DIFERENTES METODOLOGIAS E INDICAÇÕES DE USO DO SOLO PARA OBRAS RODOVIÁRIAS.....	71
7 CONCLUSÃO .....	73
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	75
ANEXO .....	79

## 1 INTRODUÇÃO

O homem sempre teve a necessidade de trabalhar com os solos, desde as antigas civilizações. No entanto, os primeiros documentos a respeito de trabalhos envolvendo o comportamento dos solos, são encontrados somente a partir do Século XVII. As primeiras bibliografias surgiram com os estudos de Vauban (1687), Coulomb (1773), Rankine (1856), dentre outros. Entretanto os estudos do Prof. Karl Terzaghi, publicados em seu livro *Erdbaumechanik* no ano de 1925 constituem um marco decisivo quanto a orientação a ser seguida ao se estudar o comportamento dos solos. Desta forma, considera-se que nessa data, nasceu a Mecânica dos Solos, que vêm a ser a mecânica dos sistemas constituídos por uma fase sólida granular e uma fase fluida (CAPUTO, 2005).

Em 1936, realizou-se o “Primeiro Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Fundações”, o qual teve o discurso inaugural realizado por Terzaghi, oficialmente “batizando” a Mecânica dos Solos. Desde então, o processo de evolução dessa ciência tem sido, segundo Caputo (2005), extraordinário, com contribuições de quase todas as partes do mundo, incluindo o Brasil.

Ao longo do tempo foram sendo desenvolvidas metodologias e modelos para o uso do solo voltados a garantir o emprego de forma adequada para fins de Engenharia Civil, tanto como matéria prima para a fabricação de materiais de construção, como suporte de estruturas. Inicialmente, essas metodologias foram desenvolvidas em países cujo clima é temperado, como exemplo disso têm-se as classificações geotécnicas tradicionais de solos e o Índice de Suporte Califórnia. Posteriormente, verificou-se que tais modelos não necessariamente se adequavam a solos oriundos de regiões de clima subtropical e tropical (como o Brasil). A partir de então, Nogami e Villibor (1980, 1995) desenvolveram um sistema alternativo para a análise destes solos, fazendo uma análise do comportamento do solo quando compactado, levando em consideração todas as propriedades dos solos tropicais.

Além do exposto acima, tem se que, no caso da pavimentação, o estado da arte atual prevê que é muito mais racional que o dimensionamento de projeto seja baseado muito mais na deformabilidade do que simplesmente na resistência. Desta forma, é muito mais importante, por exemplo, conhecer o comportamento resiliente e as características relacionadas às deformações plásticas do solo do que o seu Índice de Suporte Califórnia – ISC ou CBR (*Californian Bearing Ratio*). Apesar de muitos casos apresentarem várias limitações e incoerências entre as previsões e o desempenho real, ainda são muito utilizados, no meio

técnico brasileiro, os sistemas tradicionais de classificação de solos, assim como os métodos de dimensionamento de pavimentos embasados no ISC ou CBR.

### **1.1 Área e delimitação do tema**

O presente trabalho foi desenvolvido nas áreas de Geotecnia e Pavimentação, englobando os conhecimentos adquiridos nas disciplinas de Geologia Aplicada à Engenharia Civil, Mecânica dos Solos, Obras de Terra e Estradas. A pesquisa será delimitada por estudos experimentais de laboratório sobre a previsão de comportamento de um solo do Município de Santa Cruz do Sul-RS, através da aplicação de diferentes metodologias e uma decorrente discussão crítica sobre os resultados obtidos.

### **1.2 Justificativa**

Em razão dos fatos descritos anteriormente, visualiza-se que a mudança de uma cultura mais conservadora e muitas vezes equivocada já consolidada, a qual condiciona a previsão de comportamento de solos com base nas classificações geotécnicas tradicionais, pode ser incentivada pela realização de estudos e trabalhos que contemplem a avaliação, o emprego e o aprimoramento de metodologias desenvolvidas mais recentemente, como por exemplo, a metodologia MCT para classificação de solos tropicais, sendo esse o foco do presente trabalho.

Inúmeros exemplos e experiências documentadas na literatura demonstram que é notável que as metodologias baseadas nas classificações geotécnicas tradicionais não funcionam de maneira adequada para solos oriundos de regiões tropicais e subtropicais, uma vez que as mesmas, por terem sido desenvolvidas em regiões de clima temperado, não levam em conta as peculiaridades desses solos. Entretanto, constata-se que a metodologia de classificação geotécnica MCT não vem sendo empregada rotineiramente em estudos geotécnicos na região de Santa Cruz do Sul.

Em razão do exposto acima, não se tem um diagnóstico claro se essa metodologia traz respostas satisfatórias para a previsão de comportamento dos solos dessa região, embora a literatura técnica sobre o assunto aborde que a classificação é válida para qualquer tipo de solo, inclusive os que não sejam considerados tropicais ou subtropicais. Com o presente trabalho, vislumbra-se dar um primeiro passo para a disseminação do emprego e o aprimoramento da metodologia MCT no meio regional.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo geral**

O objetivo geral do presente trabalho consiste na caracterização de um solo pertencente a um horizonte B de um perfil de terreno localizado na cidade de Santa Cruz do Sul-RS, utilizando tanto as especificações baseadas nas classificações geotécnicas tradicionais, assim como a metodologia de classificação MCT para solos tropicais, realizando uma análise comparativa crítica com relação aos resultados obtidos.

### **1.3.2 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos deste trabalho são os seguintes:

- Aplicar, na prática, os conhecimentos adquiridos nas disciplinas pertencentes à área de Geotecnia, conferindo-se o maior nível de aprofundamento dos assuntos abordados;
- Caracterizar um solo residual de Santa Cruz do Sul-RS;
- Classificar o solo através do Sistema Unificado (SUCS), Sistema Rodoviário (HRB) e da Metodologia MCT;
- Indicar as possibilidades de emprego do solo estudado para obras rodoviárias, conforme as exigências do DNIT, DAER-RS, DER-SP e DER-PR;
- Contribuir com o mapeamento geotécnico da região de Santa Cruz do Sul-RS.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Utilização do solo no contexto da engenharia civil**

Desde épocas antigas o solo tem sido utilizado pela humanidade. No caso da engenharia, esse material é aplicado com diversas finalidades. Na indústria, é utilizado como matéria prima para a produção de cerâmicas, como tijolos, pisos e aparelhos sanitários. Nas obras, o solo pode ser utilizado como material de construção ou ser o suporte para as fundações. É amplamente utilizado em diversos tipos de construções, como barragens de terra, aterros, fundações, camadas subjacentes aos pavimentos de rodovias ou ele próprio sendo o material resistente, no caso das estradas vicinais. O estudo do seu comportamento já é feito desde séculos passados, inicialmente com os trabalhos de Coulomb, 1773, Rankine, 1856 e Darcy, 1856. Entretanto, Karl Terzaghi em 1936, com seus estudos deu origem a Mecânica dos Solos (PINTO, 2006).

Desde então, o solo é amplamente estudado. Com o aumento do tamanho das edificações e obras de infraestrutura devido ao crescimento populacional e, portanto, expansão das cidades, o conhecimento geotécnico é extremamente importante para garantir a estabilidade de qualquer obra. Como exemplo da importância de ter um bom conhecimento do terreno, Caputo (2005) comenta sobre as rodovias que, linearmente extensas, cobrem grandes áreas, sendo que muitas delas possuem terrenos com características diversas. Nesse tipo de obra deve-se ter um controle rigoroso, fazendo a coleta de amostras e realizando ensaios de laboratório e de campo, desta maneira, possibilitando o emprego das técnicas de execução mais adequadas para cada terreno.

Todo engenheiro civil deve ter consciência de que quando se trabalha com solos, se está lidando com um material de grande complexidade e de características muito variadas, dependendo da região, topografia e clima.

### **2.2 Origem e formação dos solos**

Segundo Das (2006), Caputo (2005) e Pinto (2006), os solos são formados pela intemperização das rochas através do tempo, seja ela resultante da desintegração física ou decomposição química. Como exemplo de decomposição química tem-se a infiltração de água nas trincas oriundas de variações de temperatura. Além do ataque químico, essa água, ao congelar dentro das trincas, entre outros fatores, exerce elevadas tensões, do que decorre

maior fragmentação dos blocos (PINTO, 2006). O conjunto de todos os processos resulta na formação dos solos, que, são misturas de partículas de tamanho muito pequeno, que se diferenciam pelo tamanho e por sua composição química. As propriedades físicas do solo são determinadas, primeiro, pelos minerais que constituem suas partículas, ou seja, pela rocha que deu origem ao solo (DAS, 2006).

### **2.3 Considerações importantes sobre geologia**

Conforme exposto acima os minerais que constituem a fase sólida do solo são resultantes da intemperização das rochas. Portanto, é necessário que haja uma familiarização com os tipos básicos de rocha que formam a crosta terrestre, os minerais que constituem as rochas e os processos de intemperismo (DAS, 2006).

As rochas ígneas são formadas pela solidificação do magma fundido ou expelido do fundo do manto terrestre. Parte do magma expelido esfria na superfície da terra, enquanto outra parte cessa a sua mobilidade abaixo da superfície e lá esfria, dando origem as rochas ígneas intrusivas, também denominadas de rochas plutônicas. Devido ao contínuo processo de erosão dos materiais que antes as cobriam, as rochas intrusivas formadas há muito tempo atrás podem ser expostas à superfície. Os tipos de rocha ígnea formada pelo resfriamento do magma dependem diretamente da composição do magma e a taxa de resfriamento associada a ele. As rochas sedimentares são formadas a partir da compactação de depósitos de pedregulho, areia, silte e argila resultantes do intemperismo, através de pressão de sobrecargas e cimentação por conta de agentes, tais como óxidos de ferro, calcita, dolomita e quartzo. Há ainda, rochas que passam por um processo chamado metamorfismo, esse processo altera a composição e a textura das rochas (sem fusão) por calor e pressão, formando novos minerais. Os grãos de minerais são cisalhados, fornecendo uma textura foliada à rocha metamórfica.

#### **2.3.1 Mineralogia dos solos e rochas**

Frasca e Sartori (1998) definem mineral como uma substância sólida e natural, inorgânica e homogênea, que possui composição química definida e estrutura atômica característica. Considerando-se os minerais mais abundantes na constituição de solos e rochas, e tomando-se como base as publicações de Caputo (2005), Nogami e Villibor (1995) e Kirsch (1972), tem-se que os mesmos, quanto à sua composição química, podem ser agrupados em diversos grupos. Dentre esses grupos, destacam-se os silicatos, óxidos e hidróxidos,

carbonatos e argilo-minerais.

### 2.3.2 Silicatos

O quartzo é o mais importante dos minerais do grupo dos silicatos, sendo quimicamente composto por  $\text{SiO}_2$  (sílica cristalina pura). Esse mineral é facilmente identificado macroscopicamente e se constitui num dos minerais mais resistentes aos habituais agentes de intemperismo como a água e a variação da temperatura (CAPUTO, 2005). Apresenta elevada resistência a compressão e elevado módulo de elasticidade (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Os Feldspatos são silicatos duplos de Al e de um metal alcalino ou alcalino-terroso (K, Na ou Ca), sendo que os mesmos sofrem decomposição mais ou menos acentuada pelos agentes da natureza (CAPUTO, 2005). Apresentam prismas com faces frequentemente planas, decorrente da clivagem de seus cristais, podendo fragmentar-se com relativa facilidade, assim como apresentar apreciável absorção de água (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

As micas são geralmente ortossilicatos de Al, Mg, K, Na ou Li e, mais raramente, de Mn e Cr, as quais distinguem-se imediatamente por suas delgadas lâminas flexíveis e por sua clivagem extremamente fácil, apresentando-se sob a forma de pequenas escamas brilhantes, as quais confere-lhes um brilho característico. Possuem as cores mais variadas e vivas. Destacam-se como principais tipos a muscovita e a biotita (CAPUTO, 2005). Trata-se de minerais moles e elásticos (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

A calcedônia, segundo Nogami (1976), trata-se de um mineral de mesma constituição química do quartzo ( $\text{SiO}_2$ ), porém com variação em relação ao arranjo atômico. Possui várias características semelhantes ao quartzo, no entanto apresenta brilho graxo ou resinoso, geralmente translúcido e cores variadas. Segundo o autor, este mineral altera-se sob a ação das intempéries dando origem a uma massa branca fosca.

### 2.3.3 Óxidos e Hidróxidos

Os minerais constituintes deste grupo se caracterizam principalmente por apresentar elevada superfície específica e diminutas dimensões, porém são pouco plásticos, não são expansivos, possuindo capacidade de troca catiônica desprezível (NOGAMI e VILIBOR, 1995).

Segundo os autores, pertencem a este grupo os hidróxidos e óxidos hidratados de ferro, cujos representantes mais comuns são a goethita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3\text{H}_2\text{O}$ ), a limonita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 1,5\text{H}_2\text{O}$ ) e a

ferrihidrita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ , com  $n = 9/5$  a 3); os hidróxidos de alumínio, representados principalmente pela Gibsita ( $\text{Al}(\text{OH})_3$ ) e a bauxita ( $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ); e os óxidos anidros de ferro, sobretudo a hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), a magnetita ( $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ) e a ilmenita ( $\text{FeTiO}_3$ ). Dentre esses minerais, uma observação importante destacada pelos autores é o fato da magnetita e da ilmenita apresentarem como peculiaridade elevada massa específica, da ordem do dobro de outros minerais freqüentemente encontrados na natureza.

Também pertence a este grupo a laterita ou concreção laterítica, a qual consiste nada mais do que a forma concrecionada de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, cuja formação se deve principalmente às propriedades cimentantes que possuem esses minerais. A mesma apresenta uma série de peculiaridades como massa específica real consideravelmente maior que a do quartzo, resistência mecânica consideravelmente menor que o quartzo e baixa absorção de água, além de apresentar grande heterogeneidade em relação às suas propriedades básicas (NOGAMI e VILIBOR, 1995).

#### **2.3.4 Carbonatos**

Segundo Krauskopf (1972), os carbonatos são minerais de baixa dureza, resistentes, mas que se solubilizam ao entrarem em contato com ácidos. De acordo com Caputo (2005), os principais minerais constituintes deste grupo são a calcita ( $\text{CO}_3\text{Ca}$ ) e a dolomita ( $(\text{CO}_3)_2\text{CaMg}$ ). Embora esses minerais, segundo o autor, tenham propriedades físicas semelhantes, a dolomita difere da calcita pela sua maior dureza e fraca reação (mesmo quando pulverizada) em contato com o HCl.

#### **2.3.5 Argilo-minerais**

Os argilo-minerais, de acordo com Nogami e Vilibor (1995), são silicatos de alumínio hidratados, podendo conter pequena quantidade de elementos alcalinos (K, Na, Li) e alcalino terrosos (Ca e Mg, principalmente). Segundo os autores, a maioria dos argilo-minerais possui arranjo atômico lamelar, tabular ou alongado.

Os argilo-minerais, quanto a sua estrutura atômica são classificados em amorfos e cristalinos. O principal argilo-mineral amorfo é a alofana, cuja composição química é  $2\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ . Os argilo-minerais cristalinos são representados principalmente pelos grupos da caolinita, haloisita, montmorillonita e illita (NOGAMI e VILIBOR, 1995).

Os minerais pertencentes ao grupo da caolinita são formados por unidades de silício e alumínio, os quais se unem alternadamente constituindo uma estrutura atômica 1:1, isto é uma repetição sucessiva de pacotes constituídos de uma camada de tetraedros de sílica e de uma camada de octaedros de alumínio ( $\text{Si}_4\text{O}_{10}\text{Al}_4(\text{OH})_8$  ou  $4\text{SiO}_2 \cdot 2\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ ), o que lhes confere uma estrutura rígida, apresentando-se relativamente estáveis na presença da água (CAPUTO, 2005; NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Em relação aos minerais pertencentes ao grupo da haloisita, a exemplo daqueles do grupo da caolinita, segundo Nogami e Villibor (1995), também apresentam estrutura atômica 1:1 ( $\text{Si}_4\text{O}_{10}\text{Al}_4(\text{OH})_8 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$  ou  $\text{Si}_4\text{O}_{10}\text{Al}_4(\text{OH})_8$ ).

Os argilo-minerais pertencentes ao grupo da montmorilonita são estruturalmente formados por uma unidade de alumínio entre duas de silício, constituindo uma estrutura atômica 2:1, isto é uma repetição sucessiva de pacotes constituídos de duas camadas de tetraedros de sílica e de uma camada de octaedros de alumínio ( $\text{Si}_8\text{O}_{20}\text{Al}_4(\text{OH})_4 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ , podendo o Al ser substituído pelo Mg ou parcialmente por Fe). A ligação entre estas unidades, não sendo suficientemente firme para impedir a passagem de moléculas de água, torna tais minerais muito expansivos e, portanto, instáveis em presença da água (CAPUTO, 1988; NOGAMI e VILLIBOR, 1995);

Os argilo-minerais pertencentes ao grupo da illita são estruturalmente análogos as montmorilinitas, sendo, porém, menos expansivos (CAPUTO, 2005). Quimicamente são constituídas por  $\text{Si}_{(8-y)}\text{Al}_4\text{O}_{20}\text{K}_y\text{Al}_4(\text{OH})_4$ , podendo o Al ser substituído parcialmente pelo Mg e Fe (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

### 2.3.6 Intemperismo dos solos

O denominado Intemperismo é o processo de degradação das rochas, ou seja, o processo de ruptura delas em pedaços de menor tamanho. Como descrito anteriormente, tal degradação é decorrente de processos mecânicos e químicos. O intemperismo físico ou mecânico, segundo Das (2006) pode ser oriundo da expansão e contração de rochas devido a uma contínua variação térmica (ganho e perda de calor), o que resulta em extrema desintegração. Segundo o autor, diversos são os agentes que ajudam no processo de desintegração das rochas, como por exemplo, o gelo de geleiras, o vento, as águas de rios e córregos e até mesmo as ondas do oceano.

Quanto ao intemperismo químico, os minerais da rocha original são transformados em novos minerais por reação química. A água e o dióxido de carbono, presentes na atmosfera,

formam ácido carbônico, o qual reage com os minerais de rochas existentes para formar novos minerais e sais solúveis. Por consequência, estes são solúveis presentes no lençol freático e os ácidos orgânicos formados a partir de materiais orgânicos decompostos (fauna e flora) também causam o intemperismo químico (DAS, 2006).

Não são somente as rochas ígneas que sofrem processos de intemperismo. As rochas sedimentares e metamórficas também se degradam de maneira similar. O processo do intemperismo é capaz de alterar grandes massas de rocha sólida em fragmentos muito pequenos e de diversos tamanhos, variando de grandes blocos até os grãos mais finos (argilas). As argilas são resultantes do intemperismo químico do feldspato, de minerais ferromagnesianos e de micas e são as partículas de argila que propiciam a plasticidade aos solos.

Segundo Pastore e Fontes (1998), geologicamente os solos se classificam em residuais (ou *in situ*) ou transportados.

Os solos residuais ou *in situ* são aqueles formados a partir da decomposição das rochas pelo intemperismo químico e/ou físico e que permanecem no local onde foram formados. As características mineralógicas e granulométricas destes solos dependem do clima, relevo, tempo e tipo da rocha de origem.

Já os solos transportados são aqueles que sofreram transporte por agentes geológicos do local onde se originaram até o local onde foram depositados. As principais formas de ocorrência destes tipos de solos são expostas na seqüência.

- a) **aluviões:** são constituídos por materiais erodidos, retrabalhados e transportados pelos cursos d'água e depositados nos seus leitos e margens, assim como nos fundos e nas margens de lagoas e lagos;
- b) **terraços fluviais:** são aluviões antigos, depositados quando o nível do curso d'água se encontrava em posição superior à atual;
- c) **coluviões:** são depósitos de materiais inconsolidados, normalmente encontrados cobrindo encostas íngremes, formados pela ação da água e principalmente da gravidade.
- d) **tálus:** são depósitos formados pela ação da água e principalmente da gravidade, ocupando os sopés das encostas de relevos acidentados, os quais são compostos predominantemente por blocos de rocha de variados tamanho, em geral arredondados, envolvidos ou não por matriz areno-silto-argilosa, freqüentemente saturada;
- e) **Sedimentos marinhos:** são produzidos em ambientes de praia ou de mangues, sendo que, em regiões tropicais, ao longo das praias, a deposição é, essencialmente de areias

limpas, finas a médias e quartzosas, enquanto nos mangues, as marés transportam apenas os sedimentos muito finos e argilosos, os quais se depositam incorporando matéria orgânica, dando origem às argilas orgânicas marinhas;

- f) **Solos eólicos:** são aqueles transportados e depositados pela ação do vento, os quais são constituídos por areia fina quartzosa de granulometria bem arredondada.

Os minerais encontrados nos solos podem ser os mesmos encontrados nas rochas de origem, denominados minerais primários, além de outros que se formam durante o processo de decomposição, denominados de minerais secundários (CAPUTO, 1988). De acordo com Caputo (1988) e Nogami e Vilibor (1995) os principais minerais componentes dos solos grossos (areia e pedregulho) são o quartzo, o feldspato e a mica do grupo dos silicatos e a ilmenita, a magnetita e a laterita do grupo dos óxidos e hidróxidos. Já os principais minerais que constituem a fração silte são o quartzo e a mica do grupo dos silicatos, a magnetita, a laterita e a ilmenita do grupo dos óxidos e hidróxidos e os macrocristais de caolinita do grupo de argilo-minerais. Por fim, a fração argila, cuja composição, segundo os autores referenciados, pode ser formada por constituintes minerais, sendo os principais a caolinita, a montmorilonita, a ilita, a haloisita e a alofana do grupo dos argilo-minerais e a goethita, a limonita, a ferrihidrita, a gibsitita, a bauxita, a hematita e a magnetita do grupo dos óxidos e hidróxidos, e por constituintes orgânicos como húmus e ou ácidos húmicos.

## 2.4 O perfil do solo e suas características

O estudo das camadas superficiais da crosta terrestre se dá pelo ramo da ciência chamado Pedologia. Essa ciência estuda o solo e define a sua formação em função da rocha de origem, organismos vivos, clima e fisiografia (CAPUTO, 2005).

Ao realizar um corte ou em um talude de estrada é possível observar o perfil do solo existente. O perfil de solo é uma sequência vertical de camadas mais ou menos paralelas à superfície. Estas camadas, chamadas de horizontes são resultado dos processos de intemperização. Elas se diferenciam umas das outras conforme a cor, textura, espessura, composição química, estrutura ou outras características.

Os horizontes são designados por letras. Os principais deles, segundo Streck et al. (2008) são:

- A – situado na superfície (ou abaixo de horizonte O ou H), se trata de um horizonte mineral que tem como característica apresentar concentração de matéria orgânica

decomposta, incorporada por atividade biológica. Sua cor é, geralmente, mais escura que a dos horizontes situados nas camadas subjacentes.

- E – também um horizonte mineral, porém, possui cores mais claras. Essa característica se dá devido à perda de argila, óxidos de ferro ou matéria orgânica, que foram transferidos para o horizonte B por eluviação ou destruídos. Isso faz com que essa camada possua maior concentração residual de areia, constituída principalmente de quartzo. Quando presente no perfil do solo ocorre abaixo de horizontes A ou O.
- B – horizonte mineral, formado abaixo de horizontes E, A ou H. É identificado pela coloração (vermelha, amarela ou cinza), que é mais forte, em comparação aos horizontes A e C. Possui agregados estruturais bem desenvolvidos. Pode ou não apresentar uma maior acumulação de argila do que nos horizontes superiores.
- C – situado abaixo do horizonte B ou abaixo do A quando o B está ausente. Se trata de um horizonte mineral, constituído por rocha alterada, cujos processos de intemperismo pouco afetaram. Apresenta, em geral, o material de origem do solo.
- R – é uma camada mineral de material consolidado, quando úmido, não pode ser cortado com uma pá. É constituído de substrato rochoso, podendo ser contínuo ou fendilhado.
- O – ocorre na superfície, sendo constituído de restos orgânicos pouco ou não decompostos, formado em ambientes bem drenados ou, ocasionalmente, em locais saturados com água.
- H – pode ser superficial ou não, é um horizonte ou camada orgânica, assim como o O, constituído de resíduos orgânicos pouco ou não decompostos, porém, acumulados por muito tempo sob estagnação de água, em áreas alagadiças. Pode estar soterrado por material mineral.

Podem ocorrer horizontes entre os dois horizontes principais de um perfil de solo, horizontes de transição, cujas características dos horizontes principais se fundem em proporções variadas. São designados conforme os horizontes principais, como por exemplo, AB, AC, BA, EB, BE, BC (STRECK et al., 2008).

## **2.5 Caracterização dos solos**

Segundo Pinto (2006) e Ortigão (2007), para caracterizar um solo, deve-se partir do estudo das partículas que o constitui, para isso, são empregados dois tipos de ensaios, o de análise granulométrica e os índices de consistência, também chamados de Limites de Atterberg.

### 2.5.1 Análise granulométrica

Um solo é composto, geralmente, por diversas partículas e tamanhos variados. Alguns solos possuem grãos cuja dimensão granulométrica é perceptível a olho nu. Esse é o caso dos pedregulhos e das areias do mar. Outros possuem grãos tão finos que, ao serem molhados, assumem a consistência de uma pasta (barro). Nesses casos, as partículas não podem ser vistas individualmente sem o auxílio de aparelhos aproximação.

Para reconhecer o tamanho dos grãos presentes em um determinado solo é realizada a análise granulométrica, que consiste, em geral, de duas fases: peneiramento e sedimentação. A amostra de material granular é submetida a peneiramento em uma série-padrão de peneiras. O material que passa em cada peneira é pesado de modo a obter uma relação com o peso seco da amostra, obtendo-se a “porcentagem que passa”. Isso é representado graficamente em função da abertura da peneira, no eixo das abscissas, em escala logarítmica e pela porcentagem passante, no eixo das ordenadas. Deste modo, considera-se que a abertura nominal da peneira é equivalente ao diâmetro das partículas, isto é, um “diâmetro equivalente”, pois as partículas não são esféricas. Os solos que apresentam granulometria inferior a 0,075 mm são tratados de forma diferenciada através do ensaio de sedimentação. Este ensaio é baseado na Lei de Stokes: a velocidade de queda de partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende do peso específico do material da esfera ( $\gamma_s$ ), do peso específico do fluido ( $\gamma_w$ ), da viscosidade do fluido ( $\mu$ ), e do diâmetro da esfera ( $D$ ) (PINTO, 2006).

O ensaio é realizado colocando-se uma pequena quantidade de solo, em torno de 60 g, em suspensão em cerca de 1 litro de água, desta forma, as partículas irão cair com velocidades proporcionais ao quadrado de seus diâmetros. Consideremos uma seção qualquer, a uma profundidade  $z$ , decorrido um determinado tempo  $t$ . Nessa seção, a partícula de maior tamanho é aquela que originalmente encontrava-se na superfície e que caiu para o fundo com a velocidade  $v = z/t$ . Desta forma, sabe-se que partículas maiores não podem existir, porque sedimentam com velocidade maior. Porém, ainda há, nessa seção, partículas de tamanho menor que, a medida que uma sai da seção, a que se encontrava acima ocupa a posição. O diâmetro da maior partícula presente na seção pode ser obtido pela Lei de Stokes (PINTO, 2006).

Os resultados das análises granulométricas são interpretados comparando-os com escalas granulométricas padrão. No Brasil a classificação do tamanho das partículas do solo é estabelecida pela ABNT NBR 6502, 1995 (Figura 1).

Figura 1 – Classificação do tamanho das partículas.

Pedregulho			Areia			Silte	Argila
G	M	F	G	M	F		
60	20	6	2,0	0,6	0,2	0,06	0,02

G = Grosso(a)  
M = Médio(a)  
F = Fino(a)

Fonte: ABNT NBR 6502, 1995.

O traçado de uma curva granulométrica possibilita a determinação de quatro parâmetros, segundo Das (2006):

- Diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ): É o diâmetro na curva de distribuição do tamanho das partículas correspondente a 10% mais fino.
- Coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ): Esse parâmetro é definido através da equação 1:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

Onde:

$D_{60}$  = diâmetro correspondente a 60% mais fino.

Segundo Caputo (2005), a relação entre esses dois parâmetros indica a falta de uniformidade de um solo, pois seu valor diminui ao ser mais uniforme o material. Portanto, consideram-se de granulometria muito uniforme os solos cujo valor de  $C_u < 5$ , de uniformidade média quando  $5 < C_u < 15$  e desuniforme quando  $C_u > 15$ .

- Coeficiente de curvatura ( $C_c$ ): Definido pela equação 2:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (2)$$

Onde:

$D_{30}$  = diâmetro correspondente a 30% mais fino.

- Coeficiente de segregação ( $S_0$ ): Outro parâmetro que mede a uniformidade. Encontrado em trabalhos geológicos e pouco utilizados por engenheiros geotécnicos. É expresso pela equação 3:

$$S_0 = \sqrt{\frac{D_{75}}{D_{25}}} \quad (3)$$

O coeficiente de curvatura, quando se trata de solos bem graduados, varia entre 1 e 3 (CAPUTO, 2005).

### 2.5.2 Índices de consistência (Limites de Atterberg)

Sob o ponto de vista da engenharia não é somente através da distribuição granulométrica que se pode caracterizar o comportamento de um solo. A fração fina dos solos tem grande importância no comportamento porque, quanto menor a partícula, maior a superfície específica (superfície das partículas divididas por seu peso ou por seu volume). As partículas possuem superfícies específicas distintas, sendo assim, o seu comportamento perante a água é muito diferenciado. Porém, partículas argilosas diferem das outras por conta de sua estrutura mineralógica e pelos seus cátions absorvidos. Portanto, para uma porcentagem de fração de argila, o solo pode ter comportamento bastante diferente, dependendo das características dos minerais presentes (PINTO, 2006).

O estudo dos minerais-argilas é complexo, portanto, Arthur Casagrande, através de uma análise indireta baseada no comportamento do solo na presença de água, criou uma forma prática para identificar e verificar a influência das partículas argilosas. Desta forma, segundo Pinto (2006), empregaram-se os ensaios e índices propostos por Atterberg. Os limites são baseados na constatação de que um solo argiloso ocorre com aspectos bem distintos conforme o seu teor de umidade. Apresenta comportamento líquido quando muito úmido, ao perder parte de sua água, torna-se plástico e, quando mais seco, se torna quebradiço. Para cada mudança de estado, existe certo teor de umidade, estes, são definidos como: Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) dos solos. A partir deles, calcula-se o Índice de Plasticidade (IP), resultante da diferença entre o LL e o LP, ou seja, indica a faixa de valores em que o solo se apresenta plástico (PINTO, 2006).

Para determinar o Limite de Liquidez, é utilizado o aparelho de Casagrande. O LL é o teor de umidade do solo com qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para ser fechada. Este processo é realizado diversas vezes, para diferentes umidades, sempre se anotando o número de golpes necessários para fechar a ranhura, assim, o limite é obtido pela interpolação

dos resultados. No Brasil, o procedimento de ensaio é padronizado pela ABNT - Método NBR 6459 (PINTO, 2006).

Para a determinação do Limite de Plasticidade é moldado um cilindro de 3 mm de diâmetro, rolando-se o solo com a palma da mão, sendo o LP definido como o menor teor de umidade com o qual se consegue fazer este processo. O procedimento, no Brasil, é padronizado pela ABNT - Método NBR 7180.

Os índices de consistência são muito utilizados para a identificação de solos e sua classificação. Com o conhecimento destes índices é possível prever muito do comportamento do solo, sob o ponto de vista da engenharia (PINTO, 2006). A seguir, na tabela 1, são apresentados alguns valores típicos de LL e IP de alguns solos brasileiros:

Tabela 1 – Valores típicos de LL e IP de alguns solos brasileiros.

<b>Solos</b>	<b>LL %</b>	<b>IP %</b>
Residuais de arenito (arenosos finos)	29-44	11-20
Residual de gnaise	45-55	20-25
Residual de basalto	45-70	20-30
Residual de granito	45-55	14-18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argila porosa vermelha de São Paulo	65 a 85	25 a 40
Argilas variegadas de São Paulo	40 a 80	15 a 41
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20 a 40	5 a 15
Argilas duras, cinzas, de São Paulo	64	42

Fonte: Pinto, 2006.

O IP, segundo Caputo (2005), define a zona em que o terreno se acha no estado plástico, sendo máximo para as argilas e nulo para as areias, desta forma, fornece um critério que define o caráter argiloso de um solo, ou seja, quanto mais alto o valor de IP, mais plástico o solo. Ao tratar-se de solos que não possuem plasticidade, como é o caso das areias, escreve-se IP = NP (não plástico). Ainda, segundo o autor, os solos podem ser classificados como:

Fracamente plásticos, quando  $1 < IP < 7$ ;

Medianamente plásticos, quando  $7 < IP < 15$ ;

Altamente plásticos, quando  $IP > 15$ .

## 2.6 Compactação de solos

A compactação é uma forma de estabilização mecânica que tem por finalidade reduzir o índice de vazios de um solo, submetendo-o a um esforço de compressão. A compactação de solos é muito importante para inúmeras obras de engenharia civil, como aterros de barragens, de rodovias, de ferrovias, de dutovias, camadas de pavimentos rodoviários, solos de apoio de fundações diretas, terraplenos de muros de arrimo, reaterros de valas escavadas, retaludamentos de encostas naturais, bermas de equilíbrio e aterros de regularização. Em todas essas obras é fundamental atingir graus de compactação tecnicamente aceitáveis em geral definidos a partir de resultados de ensaios realizados em laboratório (TRINDADE et al., 2008).

Em 1933, o engenheiro norte-americano Proctor publicou as conclusões obtidas a partir de suas observações sobre a compactação de aterros. Ele mostrou que, ao ser aplicada uma determinada energia de compactação a massa específica resultante é função da umidade em que o solo estiver. Ao compactar o solo com uma umidade baixa, o atrito entre os grãos é elevado e não se consegue uma significativa redução dos vazios. Já com umidades mais altas, o maior volume de água gera um tipo de lubrificação entre as partículas, que deslizam entre si, resultando numa acomodação, ou seja, se compactam. Então existe determinada umidade, denominada “umidade ótima” que conduz a obtenção de um grau de compactação máximo. Os trabalhos de Proctor deram origem ao Ensaio de Compactação, que possui padrão universal (com a exceção de algumas variações), e é também conhecido como Ensaio de Proctor. No Brasil, o Ensaio de Proctor foi padronizado pela ABNT (NBR 7.182/86). Nessa norma, além da energia normal de compactação, também são especificados os empregos de energias maiores, denominadas de intermediária e modificada (PINTO, 2006).

Os solos argilosos, em geral, apresentam densidades secas baixas e umidades ótimas elevadas. É muito comum argilas apresentarem teores de umidade ótima de 25 a 30% correspondendo a densidades secas máxima de 1,5 a 1,4 kg/dm<sup>3</sup>. Segundo o autor, solos siltosos também possuem valores de densidade bem baixos e a curva de laboratório bem abatida. É característica de solos arenosos com pedregulhos, bem graduadas e pouco argilosas apresentarem valores de densidade máxima seca da ordem 2,0 a 2,1 kg/cm<sup>3</sup> e umidades ótimas que variam de 9 a 10%. Areias finas argilosas de comportamento laterítico podem apresentar umidades ótimas de 12 a 14% com densidades secas máximas de 1,9 kg/dm<sup>3</sup> (PINTO, 2006).

## **2.7 Índice de Suporte Califórnia – ISC ou CBR (*California Bearing Ratio*)**

O Índice de Suporte Califórnia – ISC ou CBR é obtido através de um ensaio penetrométrico realizado em laboratório e tem como objetivo avaliar a resistência do material ao sofrer deslocamentos significativos. O ensaio foi concebido no final da década de 1920 para verificar o potencial de ruptura do subleito, já que este era a patologia mais comum encontrada nas estradas da época (PORTER 1950, apud BERNUCCI et al., 2008.).

Na época, foram selecionados materiais granulares cujo desempenho era adequado quando utilizados como base de pavimentos. Esses materiais foram ensaiados e a média de resistência à penetração no ensaio ISC foi estabelecida como sendo o valor de referência ou padrão, equivalente a 100%. Deste modo, ao realizar o ensaio, obtém-se um valor em porcentagem que representa o quão melhor ou pior é a sua resistência no ensaio ISC por comparação com aqueles materiais granulares de referência, chamados simplesmente de “materiais padrão”. Podem ser encontrados valores de ISC muito baixos e valores acima de 100%.

Portanto, segundo Bernucci et al. (2008), a resistência obtida no ensaio ISC é a combinação indireta da coesão com o ângulo de atrito do material. O ISC é definido como a relação entre a pressão necessária para penetrar um pistão num corpo-de-prova de solo ou material granular e a pressão necessária para produzir a mesma penetração no material padrão referencial. O ensaio ISC, no Brasil, tem o seu procedimento regido pela norma DNER-ME 049/94. Os corpos de prova a serem ensaiados são previamente imersos em água por 4 dias, sendo nesse período empregada uma sobrecarga padrão e tomadas as medidas da expansão axial do material.

## **2.8 Módulo de resiliência**

O estado de tensões realizado no ensaio ISC não corresponde ao que ocorre quando há a passagem de veículos sobre um pavimento. No ISC, como visto anteriormente, são aplicadas tensões crescentes, de maneira lenta e envolvendo grandes deslocamentos, diferentemente de cargas em movimento que possuem intensidades variadas e com diferentes frequências. Essas cargas proporcionam, em geral, pequenos deslocamentos. Portanto, solos que apresentam o mesmo ISC podem apresentar diferentes comportamentos ao sofrer cargas repetidas. Deste modo passou-se a utilizar, nos anos 1960, cada vez mais os resultados de laboratório referente a cargas repetidas, com a finalidade de obter um módulo de resiliência. A resiliência ou

elasticidade é a propriedade do material de absorver cargas e retornar ao seu estado original. Quando uma carga é aplicada, o material sofre um deslocamento. Uma parcela desse deslocamento é permanente, ou seja, plástica e a outra é recuperável, ou seja, resiliente ou elástica. (BERNUCCI et al., 2008).

Portanto, de acordo com Bernucci et al. (2008), em 1986, o método de dimensionamento de pavimentos norte-americano, estabelecido pela AASHTO, substituiu o ISC pelo módulo de resiliência do subleito na expressão do dimensionamento e também considerou esse parâmetro no cálculo de coeficientes estruturais de materiais asfálticos.

Para a determinação desta propriedade em materiais utilizados na pavimentação, usualmente, são utilizados equipamentos que aplicam cargas repetidas, em laboratório. No Brasil, este tipo de ensaio é realizado desde 1977 na Coppe/UFRJ, que, juntamente com o IPR/DNER, implantou a tecnologia dos ensaios de carga repetidas (MEDINA, 1997 apud BERNUCCI et al., 2008).

## 2.9 Classificação tradicional de solos

Um dos métodos mais utilizados é o da Classificação Unificada (SUCS), elaborado por Casagrande inicialmente para obras de aeroportos, porém, teve seu emprego generalizado. (PINTO, 2006).

O sistema classifica os solos através de um conjunto de duas letras, conforme a Figura 2:

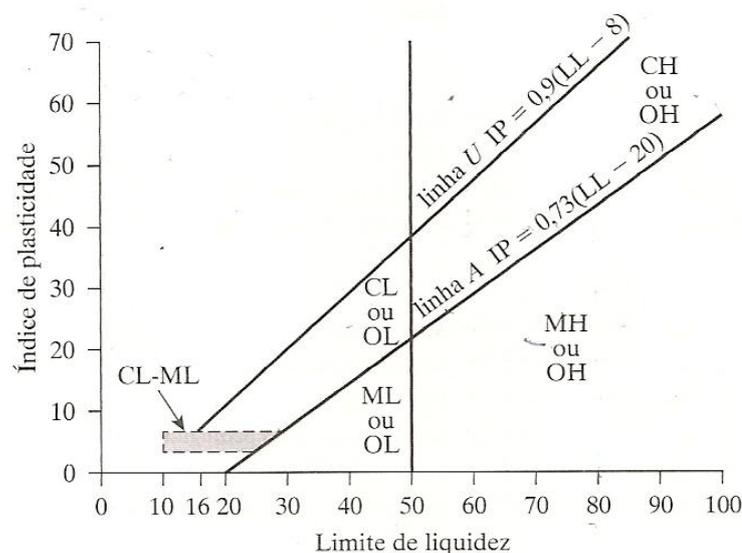
Figura 2 – Terminologia do Sistema Unificado.

G	pedregulho
S	areia
M	silte
C	argila
O	solo orgânico
W	bem graduado
P	mal graduado
H	alta compressibilidade
L	baixa compressibilidade
Pt	turfas

Fonte: Pinto, 2006.

As letras superiores indicam o tipo principal de solo. Para determinar este fator, é considerada a porcentagem de finos presente no solo, sendo que é considerado fino, o material que passa na peneira 0,075 mm (nº 200). Quando a porcentagem é inferior a 50, é considerado que o solo possui granulação grosseira, recebendo, portanto a letra **G** ou **S**. Quando a quantidade de finos que passa na peneira acima referida é maior que 50, se considera que o solo possui uma granulação fina, recebendo então as letras **M**, **C**, ou **O**. As quatro letras remanescentes, **W**, **P**, **H** e **L** correspondem a dados complementares dos solos. Portanto, podemos ter solos cuja classificação seja **ML**, indicando um silte de baixa compressibilidade. Além disto, o Sistema ainda classifica solos como turfas (Pt), sendo estes muito orgânicos onde a presença de fibras vegetais em decomposição parcial é preponderante (PINTO, 2006). Portanto, para realizar a classificação geotécnica segundo esse sistema, basta contar com as informações granulométricas e de plasticidade do solo. Para os solos finos, a classificação é realizada com base no gráfico de plasticidade apresentado na Figura 3.

Figura 3 – Gráfico da plasticidade utilizado para a Classificação Unificada.



Fonte: Das, 2006.

Outro sistema, muito utilizado em todo o mundo, é o Sistema Rodoviário de Classificação (ou HRB). Assim como o Sistema Unificado, é baseado na granulometria do solo. A classificação é iniciada pela quantidade, em porcentagem, de material que passa na peneira nº 200, porém, são considerados de granulação grosseira os que têm menos de 35% passando nesta peneira e não 50% como na Classificação Unificada. Deste modo, os solos de granulação grosseira estão dentro dos grupos A-1, A-2 e A-3, enquanto os solos com mais de 35% passando na peneira nº 200 formam os grupos A-4, A-5 e A-6 (PINTO 2006).

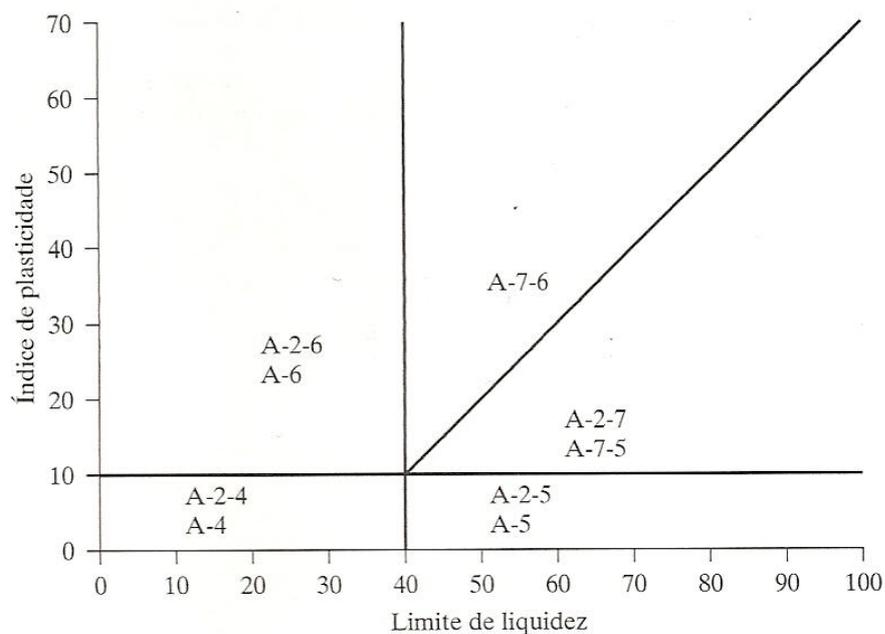
Na Tabela 2 estão apresentadas as características dos solos grossos e dos solos finos e na figura 20 o ábaco para a classificação dos solos finos.

Tabela 2 – Sistema Rodoviário de Classificação.

Classificação Geral	Solos Granulares (Peneira nº 200 < 35%)							Solos Silto-Argilosos (P200 > 35%)				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6	
Peneira nº 10	< 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Peneira nº 40	< 30	< 50	> 50	-	-	-	-	-	-	-	-	
Peneira nº 200	< 15	< 25	< 10	< 35	< 35	< 35	< 35	> 35	> 35	> 35	> 35	
LL	-	-	-	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40	
IP	0	0	0	0	0	< 4	< 4	< 8	< 12	< 16	< 20	
Tipos de material	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulhos e areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos		
Classificação como subleito	Excelente a bom						Regular a mau					

Fonte: Caputo, 2005.

Figura 4 - Faixa do limite de LL e IP de solos nos grupos A-2, A-4, A-5, A-6 e A-7.



Fonte: Das, 2006.

Para o emprego de solos para pavimentação, Vargas (1977) descreve, em função dos grupos de classificação SUCS e HRB, a aplicabilidade de alguns grupos para as camadas de subleito, 1ª e 2ª camadas de revestimento, conforme a Tabela 3:

Tabela 3 – Recomendações de emprego de solos na pavimentação, de acordo com as classificações tradicionais (SUCS e HRB).

Materiais	Classificação SUCS		Classificação HRB	
	Grupo	Descrição	Grupo	Descrição
Solo do Subleito	ML	Siltos, siltos arenosos e pedregulhosos com capacidade de suporte moderada a insatisfatória, compressibilidade e expansão escassa a média e características de drenagem moderadas a insatisfatórias.	A-4	Silte não plástico ou moderadamente plástico, podendo conter uma mistura de silte, areia e pedregulho, com capacidade de suporte fraca a pobre.
Argila (1ª camada do revestimento)	CL	Argilas, argilas arenosas ou pedregulhosas de compressibilidade e expansão média e baixíssima permeabilidade.	A-7-6	Argilas, podendo conter uma mistura de solo argiloso, areia e pedregulho, altos valores de LL e IP, sendo plástico e sofrendo grande variação volumétrica, com capacidade de suporte fraca a pobre.
Saibro (2ª camada do revestimento)	GM	Pedregulho siltoso ou Pedregulho areno-siltoso, com capacidade de suporte boa a excelente, compressibilidade e expansão muito escassa e características de drenagem moderadas a insatisfatória.	A-1-b	Solo constituído de uma mistura bem graduada de pedra, pedregulho, areia grossa, média e fina e um material ligante não plástico ou de pequena plasticidade, com capacidade de suporte excelente a boa.

Fonte: Vargas, 1977.

Existe ainda um número chamado Índice de Grupo (IG) que serve para avaliar a qualidade de um solo como material de subleito de rodovia, este deve ser incorporado juntamente com os grupos e subgrupos do solo. O IG é escrito entre parênteses após a designação do grupo e do subgrupo e é determinado pela equação 4:

$$IG = (F_{200} - 35) \times [0,2 + 0,005 \times (LL - 40)] + 0,01 \times (F_{200} - 15) \times (IP - 10) \quad (4)$$

Onde:

$F_{200}$  = porcentagem que passa pela peneira nº 200

De acordo com Das (2006), o primeiro termo da equação é referente ao índice parcial de grupo, referente ao limite de liquidez e o segundo termo é o índice de grupo parcial referente ao índice de plasticidade. Algumas regras são necessárias para a determinação do IG, são elas:

- a) Se a equação produzir um valor negativo para IG, o mesmo é considerado 0;
- b) O IG calculado a partir da equação é arredondado para o número inteiro mais próximo.
- c) Não há limite superior para o IG;
- d) O IG de solos que pertencem aos grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 e A-3 é sempre 0;
- e) Ao se calcular o IG para solos que pertencem aos grupos A-2-6 e A-2-7, use o índice de grupo parcial para IP.

De maneira geral, a qualidade de desempenho de um solo como material de subleito é inversamente proporcional ao índice de grupo (DAS, 2006).

## **2.10 Limitações das classificações tradicionais para solos tropicais e subtropicais**

### **2.10.1 Limites de Atterberg**

Normalmente, ao classificar um solo, são levados em conta a granulometria e os limites de Atterberg. Variações de volume são indesejáveis, principalmente em camadas subjacentes ou constituintes dos pavimentos. Por este motivo, o LL e o IP dos solos destinados a integrar as camadas de pavimento ou do subleito são limitados. De acordo com isso, a maioria das normas tradicionais adota um valor máximo de 25% para o LL e 6% para o IP. Porém, tanto no laboratório quanto no campo, essa experiência tem revelado que, para solos situados em ambientes tropicais, esses limites não mais se aplicam (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Segundo os autores, solos que apresentam o mesmo LL e IP, podem ter expansibilidade completamente diferente. Portanto, utilizar apenas estes índices para a previsão das características expansivas não é correto.

### **2.10.2 Porcentagem que Passa na Peneira de 0,075 mm**

A porcentagem passante na peneira 0,075 mm é outro índice muito utilizado para escolher o tipo de solo a ser usado em obras viárias. Desta forma, classificações geotécnicas e especificações tradicionais de solos para pavimentação sempre levam este índice em consideração. Da mesma maneira que o LL e o IP, segundo Nogami e Villibor (1995), o significado deste índice pode variar consideravelmente com o tipo genético de solo tropical.

Segundo os autores, solos cujas porcentagens passantes na peneira 0,075 mm e mesmos valores de LL e IP podem corresponder a solos de propriedades muito distintas, ou seja, torna o uso corrente dos referidos índices para a escolha de solos para pavimentação, inválida.

### 2.10.3 Índice de Grupo (IG)

O Índice de Grupo é obtido através dos valores de LL, LP e a porcentagem passante na peneira 0,075 mm. O valor máximo, de acordo com o procedimento original, para o IG é 20. Segundo Nogami e Villibor (1995) em 1966, foi proposto um novo critério, onde o valor máximo de IG pode ultrapassar esse limite. Porém, no Brasil, o antigo e equivocado critério, a muito abandonado pela AASHTO e pela ASTM, continua a ser utilizado. O IG era utilizado antigamente até para o dimensionamento de pavimentos. Nos Estados Unidos e na Argentina, foram realizadas correlações entre o IG e o CBR, as quais deram resultados satisfatórios, em razão disso, o IG tem sido utilizado para avaliar os valores do CBR. Entretanto, para solos tropicais, a correlação entre esses dois índices é bastante precária, o que leva ao abandono deste índice para avaliar a capacidade de suporte.

## 2.11 Classificação MCT

Essa classificação é um subproduto da metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), desenvolvida por Nogami e Villibor (1980, 1995) com o objetivo inicial de aproveitar mais apropriadamente, em bases de pavimentos, solos arenosos finos lateríticos, considerados inapropriados pelas classificações tradicionais. Para o seu desenvolvimento, Nogami (1972) partiu do ensaio Mini-CBR para solos tropicais.

No ensaio Mini-CBR, os corpos de prova são moldados em cilindros 50 mm de diâmetro em um compactador de seção plena. Segundo Nogami e Villibor (1995), a adaptação do mesmo cilindro e compactador para determinação do MCV (*Moisture Condition Value*), proposto por Parsons (1976), e a introdução do ensaio de “Perda de Massa por Imersão” possibilitaram a determinação de coeficientes e índice, que permitem classificar solos tropicais, dando então, origem à classificação MCT.

Essa classificação é apropriada, segundo Nogami e Villibor (1995), apenas para solos de granulação fina, ou seja, que passam integralmente na peneira 2,00 mm ou que possuam uma porcentagem desprezível retida nessa peneira. O desenvolvimento dessa classificação deu-se com base em cerca de meia centena de amostras de solos tropicais do Estado de São Paulo.

## **2.12 Classes da classificação MCT**

### **2.12.1 Classe L – Comportamento Laterítico**

Solos dessa classe, segundo Nogami e Villibor (1995), são constituídos pelo horizonte B dos grandes grupos pedológicos conhecidos como Latossolos, Solos Podzólicos (atualmente englobados pelas classes dos Argissolos e Luvisolos) e Terras Rochas Estruturadas (pela atual classificação, incluídas nas classes dos Nitossolos e Argissolos).

É característico dos solos de comportamento laterítico apresentar uma granulometria variada, em limites bastante amplos: desde areias com poucos finos argilosos até argilas, sendo que a porcentagem de silte pode variar de 0 a mais de 50%. Entretanto, não é somente essa a característica que torna um solo laterítico, há uma série de peculiaridades de propriedades e de comportamentos, destacando-se a elevada porosidade aparente natural, a baixa resistência e a baixa capacidade de suporte. Entretanto, segundo os autores, solos desse tipo, quando apropriadamente compactados, adquirem elevadas resistências e capacidade de suporte, além de baixa permeabilidade. Quando apropriadamente compactadas, as variedades areno-argilosas apresentam maior capacidade de suporte do que as argilas e variedades mais argilosas.

Ainda, segundo os autores, solos dessa classe podem apresentar comportamentos muito plásticos ou pouco plásticos. Outra característica importante dos solos de comportamento laterítico, quando devidamente compactados, é de apresentar uma pequena queda na capacidade de suporte quando imersos em água. Além disso, possuem elevado módulo de resiliência.

### **2.12.2 Classe N – Comportamento Não-Laterítico**

A diversidade dessa classe de solos, segundo Nogami e Villibor (1995), é muito grande, em contraste com os solos de comportamento laterítico, abrangendo os solos saprolíticos e os solos superficiais de comportamento não laterítico.

Os solos saprolíticos são oriundos da intemperização “in situ” de uma rocha consolidada, portanto, as suas características são de acordo com o tipo dessa rocha de origem e o seu atual estado de intemperização. São encontrados em camadas de espessuras muito variadas, podendo ser de poucos centímetros até dezenas de metros, podendo ser homogêneos ou heterogêneos (tipo predominante), desde argilas e siltes até areias e pedregulhos com

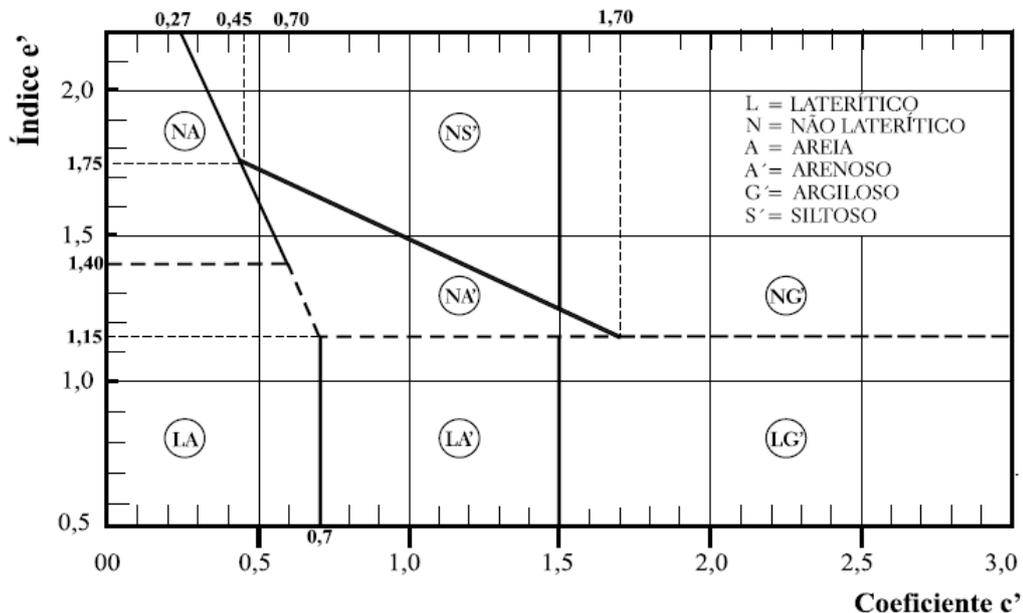
matações. Os minerais constituintes podem ser de composição simples ou até mesmo muito complexa, parcialmente intemperizados, pouco conhecidos, podendo variar de muito plásticos e expansíveis, com baixa capacidade de suporte e altamente erodíveis até materiais granulares com elevada capacidade de suporte e não sujeitos à erosão.

Os solos superficiais não lateríticos, a não ser que sejam excessivamente ricos em matéria orgânica, de uma maneira geral, se portam de maneira similar aos solos não tropicais considerados na mecânica dos solos tradicional.

### 2.13 Grupos da classificação MCT

Conforme demonstrado no gráfico de classificação MCT (Figura 6), tem-se sete grupos de solos, os quais são representados por duas letras, sendo que a primeira caracteriza o solo de acordo com a sua classe, sendo L para os solos de comportamento laterítico e N para solos de comportamento não-laterítico e a segunda letra a granulometria do material, sendo A para areia, A' para arenoso, G' para argiloso e S' para siltoso (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Figura 5 – Gráfico da classificação de solos MCT.



Fonte: Nogami e Villibor, 2009.

Assim, para realizar a classificação MCT de um solo, conforme demonstrado no gráfico da Figura 5, é necessário determinar o índice  $e'$  e o coeficiente  $c'$ , cujo procedimento será descrito posteriormente. A seguir, serão descritos os grupos da mencionada classificação.

• **Grupo NA:** composto por areias, siltes e misturas de areias e siltes, onde os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica. A porcentagem de finos argilosos coesivos e siltes caoliníticos é praticamente nula. Refere-se a solos saprolíticos, associados a rochas sedimentares ou metamórficas. Areias e siltes compostos principalmente de quartzo são pouco expansíveis, entretanto, as variedades micáceas podem ser muito expansivas. Apresentam de pequena a média capacidade de suporte e, geralmente, são muito erodíveis.

• **Grupo NA':** os solos desse grupo são areias quartzosas com finos passando na peneira 0,075 mm, de comportamento não laterítico. Os tipos mais representativos, geneticamente, são os solos saprolíticos originários de rochas ricas em quartzo (granitos, gnaisses, arenitos e quartzitos impuros). São recomendados para servirem de base de pavimentos, desde que a areia seja bem graduada e a natureza e porcentagem de finos obedeça às condições estipuladas pelas classificações tradicionais. Porém, caso a areia seja mal graduada, os finos não obedecerem as condições acima e apresentem, na fração argila e silte, mica e/ou macrocristais de caolinita e/ou haloisita, podem ser totalmente inapropriados para bases de pavimentos. Por conta disso recomenda-se a determinação de sua capacidade de suporte e as suas características expansivas. Muitas das variedades desse grupo podem ser excessivamente expansivas, muito resilientes ou muito sujeitas à erosão hidráulica.

• **Grupo NS':** compreende, na maioria, os solos saprolíticos silto-arenosos peculiares, oriundos da intemperização tropical de rochas ígneas e metamórficas. São constituídos, predominantemente, de feldspato, mica e quartzo. As variedades mais ricas em areia apresentam similaridade aos solos do grupo NA', quando consideradas as características mecânicas e hidráulicas, solos pertencentes a esse grupo têm como característica, quando compactados na umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, baixa capacidade de suporte quando imersos em água, baixo módulo de resiliência, elevada erodibilidade, elevada expansibilidade (porém baixa pressão de expansão), elevado coeficiente de sorção e permeabilidade média. Em condições naturais, apresentam, em geral, baixa massa específica aparente seca, podem ser colapsíveis e ter baixa capacidade de suporte.

• **Grupo NG':** compreendem, sobretudo, solos saprolíticos argilosos oriundos de rochas sedimentares argilosas (folhelhos, argilitos, siltitos) ou cristalinas, pobres em quartzo e ricas em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcicos. Classificam-se nesse grupo os solos superficiais não lateríticos e muitos solos transportados. Quando compactados nas condições de umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam características das argilas tradicionais muito plásticas e expansivas. O emprego de solos desse

grupo é restrito devido às elevadas expansibilidade, plasticidade, compressibilidade e contração quando submetidos a secagem.

• **Grupo LA:** esse grupo compreende, sobretudo, areias com baixa porcentagem de finos de comportamento laterítico, comuns em horizontes B dos solos conhecidos pedologicamente como areias quartzosas e regossolos (ambas as classes atualmente pertencentes à classe dos Neossolos). A quantidade de finos lateríticos nos solos desse grupo é baixa, desse modo, quando devidamente compactados, podem ser relativamente permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos, características essas que não são adequadas para o emprego como base de pavimentos econômicos nas regiões tropicais, apesar de possuírem elevada capacidade de suporte e módulos de resiliência relativamente adequados.

• **Grupo LA':** os solos que constituem esse grupo são, em geral, arenosos e constituintes do horizonte B dos latossolos arenosos e solos podzólicos ou podzoliados arenosos (pela atual classificação, incluídos nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Além da presença dos matizes vermelho e amarelo, são pouco ou não erodíveis, nitidamente trincados, quando expostos às intempéries. Adquirem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água, propriedades essas que podem possibilitar o seu emprego em bases e sub-bases de pavimento.

• **Grupo LG':** argilas e argilas arenosas, que constituem o horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente por latossolos, solos podzólicos (atualmente englobados pelas classes dos Argissolos e Luvisolos) e terras roxas estruturadas (pela atual classificação, incluídas nas classes dos Nitossolos e Argissolos) são os mais frequentes nesse grupo. Por possuírem elevada porcentagem de grãos de areia, podem apresentar propriedades similares às dos solos do grupo LA', porém, menor capacidade de suporte, menores módulos de resiliência, maior plasticidade, menor massa específica aparente seca e maior umidade ótima para mesma energia de compactação e maior contração por perda de umidade. Por outro lado, quando devidamente compactados, possuem maior resistência à erosão hidráulica.

Na Tabela 4 são apresentadas propriedades dos solos de cada grupo da classificação MCT, com recomendações quanto a alguns empregos. Na Tabela 5 são apresentadas as faixas de valores numéricos das propriedades expressas por códigos na Tabela 4.

Tabela 4 – Dados de diversos grupos de solos da classificação MCT.

DESIGNAÇÃO			GRANULOMETRIAS TÍPICAS Designações do T1-71 do DER-SP						
k=caolínico s= sericítico		m=micáceo q= quartzoso	areias siltes (q,s)	areias siltsosas	siltes (k,m) siltes arenosos	argilas argila arenosa argila siltsosa siltes argilosos	areias	areias argilosas	argilas argila arenosa argila siltsosa siltes argilosos
COMPORTAMENTO			N = Não Laterítico				L = Laterítico		
GRUPO MCT			NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
Propriedades	MINI-CBR [%]	sem imersão perda por imersão	M, E B, M	E B	M, E E	E E	E B	E, EE B	E B
	EXPANSÃO (Es)		B	B	E	M, E	B	B	B
	CONTRAÇÃO (Ct)		B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)		M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	COEFICIENTE DE SORÇÃO (s)		E	B, M	E	M, E	B	B	B
Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal			EE = Muito Elevado E = Elevado		M = Médio B = Baixo		Vide Tabela 3.5 para equivalente numérico		
Utilização	Base de pavimento		n	4°	n	n	2°	1°	3°
	Reforço do subleito compactado		4°	5°	n	n	2°	1°	3°
	Subleito compactado		4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°
	Aterro (corpo) compactado		4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°
	Proteção à erosão		n	3°	n	n	n	2°	1°
	Revestimento primário		5°	3°	n	n	4°	1°	2°
n = não recomendado									
Grupos tradicionais obtidos de amostras que se classificam nos grupos MCT discriminados nos topos das colunas		USCS	SP SM	MS SC ML	SM, CL ML, MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH
		AASHTO	A - 2	A - 2 A - 4 A - 7	A - 4 A - 5 A - 7 - 5	A - 6 A - 7 - 5 A - 7 - 5	A - 2	A - 2 A - 4	A - 6 A - 7 - 5

Fonte: Nogami e Villibor, 2009.

Tabela 5 – Valores numéricos das propriedades.

Propriedade	Valor		Propriedade	Valor	
Suporte Mini-CBR [%] c/ sobrecarga padrão	Muito Elevado	> 30	Perda de Suporte Mini-CBR por Imersão [%]	Elevada	> 70
	Elevado	12 a 30		Média	40 a 70
	Médio	4 a 12		Baixa	< 40
Expansão [%]	Baixo	< 4	Contração [%]	Baixa	< 40
	Elevada	> 3		Elevada	> 3
	Média	0,5 a 3		Média	0,5 a 3
Coeficiente de Sorção - s $\log s [cm \sqrt{min}^{-1}]$	Baixa	< 0,5	Coeficiente de Permeabilidade - k $\log k [cm/s]$	Baixa	< 0,5
	Elevada	> (-1)		Elevada	> (-3)
	Média	(-1) a (-2)		Média	(-3) a (-6)
Baixo	< (-2)	Baixo	< (-6)		

Fonte: Nogami e Villibor, 2009.

## 2.14 Descrição da metodologia empregada na classificação MCT

Inicialmente, são produzidos os corpos de prova empregando-se o método MCV, designado Mini-MCV. Para tal, toma-se 1500 g de amostra seca ao ar e passada na peneira de 2 mm de abertura. São, então, preparadas, no mínimo, 4 porções da amostra com teores de umidade uniformemente crescente, cobrindo uma faixa um pouco maior do que nos ensaios de compactação tipo Proctor. Deixa-se uniformizar, por pelo menos 10 horas, a umidade, em recipiente hermético e, em seguida, se determina o teor de umidade de cada porção. Após isso, inicia-se a compactação pela porção mais úmida. Pesa-se 200g dessa porção e em seguida realiza a introdução dela no molde, que deve estar devidamente posicionado no pistão inferior do aparelho de compactação e com um disco de folha plástica sobre o topo desse pistão. Procede-se apertando o topo da porção de solo com um cilindro apropriado. Introduz-se um disco de folha de plástico e assenta-se o pé do soquete, dando em seguida o primeiro golpe, posteriormente medindo a altura  $A_1$  do corpo de prova através do extensômetro. Aplicar golpes sucessivos crescentes, sem a remoção do soquete, medindo as alturas sucessivas do corpo de prova após o número de golpes, obedecendo a seguinte série: 1, 2, 3, 4, 8, 12, .... n.... 4, obtendo-se então as alturas  $A_1, A_2, A_3, \dots A_n \dots A_{4n}$ . Deve-se parar de aplicar golpes quando a diminuição  $A_n - A_{4n}$  for inferior a 0,1 mm ou houver exsudação nítida de água. A porção mais úmida se tiver o teor de umidade apropriado, deve apresentar um valor de n da ordem de 12 golpes.

A operação descrita é repetida para as outras porções de umidades decrescentes. O número máximo de golpes é de 256, sendo que, para teores de umidade que necessitam de maior número de golpes, a compactação pode ser interrompida antes, porquanto se está no ramo seco de curvas correspondentes a energias acima da intermediária (COZZOLINO e NOGAMI, 1993). Com os dados obtidos no ensaio, são calculados os valores indicados na tabela 5.

Na sequência, procede-se o ensaio de Perda de Massa por Imersão. O mesmo consiste na extração parcial dos corpos de prova do molde de compactação, de modo que fiquem com uma saliência de 10 mm e na transferência dos mesmos para uma cuba, a qual na sequência é preenchida com água. Após aproximadamente 20 horas, esgota-se a água da cuba e secam-se as cápsulas que contêm a parte degradada dos corpos de prova de modo a obter as respectivas massas secas.

Tabela 6 – Cálculo da diferença de altura e da massa específica aparente.

Golpes	Alt. do C.P	Dif. de Alt.	Massa Esp.Apar.Seca
n	$A_n(0,001\text{mm})$	$a_n=A_n-A_{4n}$	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	$A_1$	$A_1-A_4$	$\rho_1$
2	$A_2$	$A_2-A_4$	$\rho_2$
3	$A_3$	$A_3-A_{12}$	$\rho_3$
.	..	.....	..
.	..	.....	..
n	$A_n$	$A_n-A_{4n}$	$\rho_n$
.	..	..	..
.	..	..	..
4n	..	..	..

Fonte: Cozzolino e Nogami, 1993.

Para cada uma das porções de teor de umidade  $H_i$ , deve-se traçar a respectiva Curva de Deformabilidade ou Mini-MCV, representando os valores de  $a_n$  (mm) e número de golpes  $n$  (escala log), nos eixos das ordenadas e abcissas, respectivamente. O ponto de interseção dessas curvas com a horizontal correspondente a  $a_n = 2$  mm, correspondem ao número de golpes  $B_i$  e o respectivo Mini-MCV expresso pela equação 5.

$$\text{Mini-MCV} = 10 \times \log_{10} (B_i) \quad (5)$$

Na sequência obtém-se o coeficiente  $c'$ , o qual se trata do coeficiente angular (sem o sinal) de uma reta representativa da curva Mini-MCV cuja determinação é facilitada pelo uso da escala dos Mini-MCV (que é linear). Para cada curva Mini-MCV, existe um  $c'$ . Entretanto para uso na classificação MCT, o  $c'$  a utilizar deve ser o da Curva de Deformabilidade de Mini-MCV igual a 10, obtido geralmente por interpolação gráfica, a não ser que uma das curvas resulte em Mini-MCV igual ou próximo de 10.

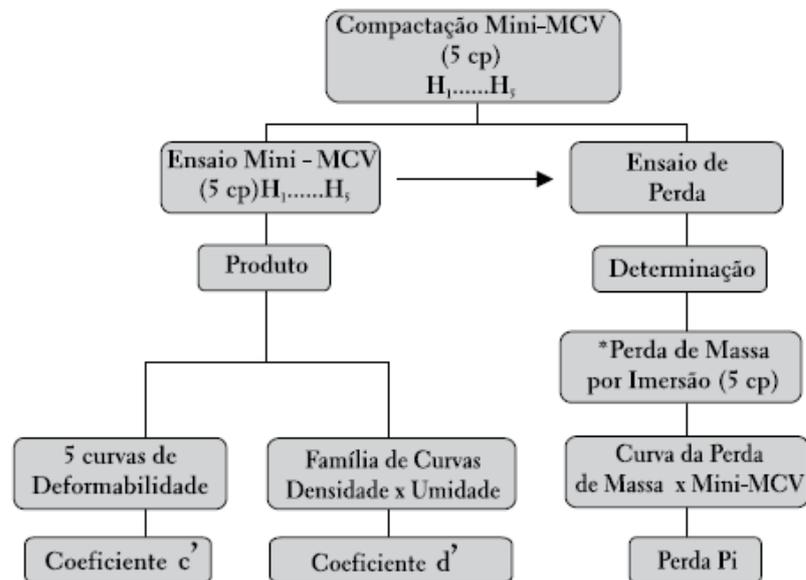
A partir dos dados de teor de umidade  $H_i$  obtidos e o cálculo das massas específicas aparente secas, podem ser traçadas as famílias de curvas de compactação. A partir das curvas, é obtido o coeficiente  $d'$ . Esse coeficiente é a inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação, correspondente a 12 golpes no ensaio Mini-MCV, medida nas adjacências da massa específica aparente seca máxima, devendo ser expressa em Kg/m<sup>3</sup> e, o teor de umidade de compactação, em %.

A massa seca do material desprendido obtida no ensaio de Perda de Massa por Imersão expressa em porcentagem da massa seca da parte do corpo de prova saliente corresponde ao

coeficiente  $P_i$ . Para fim classificatório, o valor do coeficiente  $P_i$  deve ser o correspondente a Mini-MCV 10 ou 15, conforme se trate de solo de baixa ou elevada massa específica aparente, fixado de acordo com o seguinte: se a altura final do corpo de prova for igual ou maior a 48 mm, este é considerado como tendo baixa massa específica, caso não alcance a altura referida, a massa específica é considerada elevada.

Na Figura 6 é apresentado um fluxograma dos ensaios Mini-MCV e de perda de massa por imersão, com a decorrente obtenção de parâmetros para a classificação MCT.

Figura 6 – Fluxograma Mini-MCV e ensaio de perda de massa por imersão.



\* Obtidas dos 5 cp resultantes do ensaio Mini-MCV.

Fonte: Nogami e Villibor, 2009.

O coeficiente  $e'$  (índice de laterização) indica se o solo possui comportamento laterítico ou não-laterítico. O comportamento laterítico começa a se manifestar quando  $d' > 20$  e  $P_i < 100$ , dessa forma, segundo Nogami e Villibor (1995), isso permitiu o estabelecimento da linha horizontal principal, correspondente a  $e' = 1,15$  que separa os solos L (lateríticos) dos solos N (não-lateríticos). A sua determinação é feita a partir dos dados obtidos nos ensaios de compactação Mini-MCV (coeficiente  $d'$ ) e Perda de Massa por Imersão ( $P_i$ ), através da equação 6.

$$e' = \sqrt[3]{\left(\frac{P_i}{100}\right) + \left(\frac{20}{d'}\right)} \quad (6)$$

De posse dos coeficientes  $c'$  e  $e'$  ingressa-se com os respectivos valores no gráfico de classificação MCT (Figura 5), obtendo-se o grupo correspondente.

## 2.15 Recomendações de emprego de materiais de acordo com os órgãos de pavimentação (DNIT, DAER-RS, DER-SP, DER-PR)

No Brasil, as exigências referentes à qualidade do material a ser empregado nas diversas camadas que constituem uma rodovia, desde o uso como subleito até revestimento primário, são dadas, a nível nacional, pelo Departamento Nacional de Infra Estrutura e Transportes (DNIT) e a nível estadual pelos departamentos de cada estado. Desta forma, buscaram-se as especificações mínimas exigidas pelo DNIT, DAERS-RS, DER-SP e DER-PR, as quais estão apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Recomendações de emprego de materiais para pavimentação segundo algumas especificações.

Empregos	Órgão	Principais Exigências					Norma	
		CBR	Expansão	LL	IP	IG		Grupos MCT
Subleito	DNIT	$\geq 2\%$	$\leq 2\%$	-	-	-	-	Manual de Pavimentação DNIT (2006)
	DER-SP	$\geq 2\%$	$\leq 2\%$	-	-	-	LA, LA', LG', NA, NA' ou NG'	ET-DE-P00/001
	DER-PR	Igual a de projeto	$\leq 2\%$	-	-	-	-	ES-P 01/05
Reforço do subleito	DNIT	> subleito	$\leq 1\%$	-	-	-	-	Manual de Pavimentação DNIT (2006)
	DER-SP	$\geq$ subleito	$\leq 1\%$	-	-	-	LA, LA', LG', NA' ou NG'	ET-DE-P00/002
	DER-PR	-	-	-	-	-	-	-
Corpo de aterro (camadas iniciais)	DNIT	-	-	-	-	-	-	-
	DER-SP	30 cm iniciais.: > 3% 40 cm interm.: > 5%	$\leq 2\%$	-	-	-	-	ET-DE-Q00/003
	DER-PR	$\geq 2\%$	$\leq 4\%$	-	-	-	-	ES-T 06/05
Corpo de aterro (camadas finais)	DNIT	-	-	-	-	-	-	-
	DER-SP	30 cm finais: > 10%	$\leq 2\%$	-	-	-	-	ET-DE-Q00/003
	DER-PR	$\geq$ de projeto	$\leq 2\%$	-	-	-	-	ES-T 06/05
Sub-base	DNIT	CBR $\geq 20\%$	$\leq 1\%$	-	-	-	-	Manual de Pavimentação DNIT (2006)
	DER-SP	$\geq 40\%$	$\leq 0,3\%$	-	-	-	LA, LA' ou LG'	ET-DE-P00/003
	DER-PR	> 40%	< 0,1%	-	NP a 10	-	-	ES-P 08/05
Base	DNIT	CBR $\geq 80\%$	$\leq 0,5\%$	$\leq 25\%$	$\leq 6\%$	-	-	Manual de Pavimentação DNIT (2006)
	DER-SP	$\geq 40\%$	$\leq 0,3\%$	-	-	-	LA, LA' ou LG'	ET-DE-P00/003
	DER-PR	> 80 para $N \geq 10^5$ > 60 para $N < 10^5$	< 0,1%	-	5 a 10	-	-	ES-P 08/05

Fonte: Indicadas.

Buscaram-se as exigências segundo a Prefeitura Municipal de Santa Cruz do Sul, entretanto, as mesmas não foram encontradas. Constatou-se também que o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul (DAER-RS) utiliza as mesmas especificações do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte (DNIT). Verificou-se que o DNIT apresenta, em seu Manual de Pavimentação (2006), textos que abordam os procedimentos de ensaio e ressaltam a importância da classificação geotécnica MCT na determinação das propriedades dos solos tropicais e subtropicais, entretanto, não exige que os materiais sejam avaliados por meio desta.

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Descrições física e geológica do local de coleta das amostras deformadas

Inicialmente foi realizada a descrição do terreno foco do estudo do presente trabalho, sendo reunidas informações quanto a sua localização geográfica, altitude, clima, geomorfologia, entre outras, assim como sua descrição geológica obtida através de consulta ao mapa geológico do Estado.

#### 3.2 Coleta e preparo das amostras deformadas

Foi realizada a coleta de aproximadamente 100 kg de amostra deformada, extraída do horizonte B do perfil de solo estudado no presente trabalho (Figura 1), com o auxílio de ferramentas manuais. O material foi transportado ao Laboratório de Solos e Pavimentação da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC onde foi armazenado em bandejas e deixado para secar ao ar (Figura 8). Previamente, realizou-se o destorroamento das amostras, de maneira moderada, evitando a quebra das partículas. Em seguida, as amostras foram preparadas de acordo com a ABNT NBR 6457/1986.

Figura 7 – Local de coleta das amostras.



Fonte: Autor

Figura 8 – Amostra deixada para secar ao ar.



Fonte: Autor

### 3.3 Ensaios de laboratório

#### 3.3.1 Ensaios de caracterização

Foram realizados, em laboratório, ensaios de caracterização (granulometria, peso específico dos grãos e limites de Atterberg) para o solo estudado, com o objetivo de classificá-lo segundo as metodologias tradicionais. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Solos da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, seguindo o descrito na revisão bibliográfica do presente trabalho e nas orientações das Normas Brasileiras, as quais, para cada um destes ensaios, estão listadas na tabela a seguir.

Tabela 8 – Normas referentes aos ensaios de caracterização.

Ensaio	Norma
Preparação das amostras de solo	ABNT NBR 6457/86
Análise granulométrica	ABNT NBR 7181/84
Limite de Liquidez	ABNT NBR 6459/84
Limite de Plasticidade	ABNT NBR 7180/84

Fonte: Autor.

##### 3.3.1.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica tem por objetivo a determinação da granulometria do solo, expressa através de uma curva granulométrica. Foram empregados dois processos: peneiramento e sedimentação. O primeiro aplicou-se à fração de solo com partículas maiores

que 0,075 mm (retido na peneira nº 200) e o segundo a análise dos grãos que passam na peneira nº 200, o seu procedimento é estabelecido pela ABNT NBR 7181/1984.

No processo de peneiramento, tomou-se a amostra previamente seca ao ar e realizou-se o destorroamento e homogeneização da mesma em quantidade suficiente para a realização dos ensaios de peneiramento grosso e fino. Pesou-se a quantidade necessária de 1 kg, sendo este considerado como Mt. O material foi passado na peneira com abertura de malha 2,0 mm, desmanchando quaisquer torrões retidos nessa peneira, dessa forma, assegurou-se que apenas grãos maiores que a abertura da malha ficasse retidos. Em seguida, lavou-se a parte retida na referida peneira para eliminar o material fino a ela aderente, o material retido foi levado para a estufa para secagem, até constância de massa. O material assim obtido foi usado para o peneiramento grosso, procedimento esse, que foi realizado de maneira manual, através das peneiras com abertura de malha de 50, 38, 29, 25, 19, 9,5 e 4,8 mm (Figura 9).

Do material que passou na peneira de 2,0 mm, tomou-se cerca de 120 g e anotou-se este valor como sendo Mh e , ainda, cerca de 100 g para a determinação de três teores de umidade. O material foi então passado na peneira com abertura de malha de 0,075 mm, lavou-se a peneira para a eliminação do material fino aderente, como no procedimento anterior. O material retido foi levado para a estufa até a constância de massa, resultando no material que foi utilizado no peneiramento fino, realizado através de um agitador mecânico, nas peneiras com abertura de malha de 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 mm.

Figura 9 – Peneiramento mecânico.



Fonte: Autor.

No processo de peneiramento, tomou-se cerca de 70 g do material passado na peneira de 2,0 mm, sendo essa quantidade pesada em uma balança com resolução de 0,1 g e anotada como

Mh. Para a determinação da umidade, tomou-se ainda 100 g de solo. Os 70 g de material foram transferidos a um béquer com volume de 250 cm<sup>3</sup>, ao qual foi adicionado, com o auxílio de uma proveta, 125 cm<sup>3</sup> de solução de hexametáfosfato de sódio (defloculante). Agitou-se o béquer até o material ficar totalmente imerso e então foi deixado para o repouso por um período de 12 horas (Figura 10).

Figura 10 – Béquer com amostra e defloculante.



Fonte: Autor.

Ao término do período de repouso a amostra foi transferida ao copo de dispersão (Figura 11). Adicionou-se água destilada e, em seguida, a amostra foi submetida à dispersão por 15 minutos.

Figura 11 – Dispersão da amostra.



Fonte: Autor.

A dispersão foi transferida para uma proveta de 1000 cm<sup>3</sup> e colocou-se água até a marca de referência. A proveta foi submetida a um banho ultratermostático até constância aproximada de temperatura. Transferiu-se a mesma para uma mesa e, durante 1 minuto, agitou-se a amostra para manter as partículas em suspensão.

Em seguida, deu-se início a sedimentação. As três primeiras leituras foram realizadas no tempo de 30 segundos, 1 e 2 minutos, agitou-se novamente a proveta e repetiu-se estas leituras novamente. Após isso, seguiu-se com as demais leituras, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos, 1, 2, 4, 8 e 24 horas, todas a contar do início da sedimentação. Em cada uma dessas leituras, mediu-se a temperatura da amostra. Ao final do ensaio, verteu-se o material da proveta na peneira de 0,075 mm, lavando-a para a remoção de todo o material aderente.

### **3.3.1.2 Limite de Liquidez (LL)**

O ensaio de Limite de Liquidez, cujo objetivo geral é medir, indiretamente, a resistência ao cisalhamento do solo, para um teor de umidade específico, através de número de golpes necessários para que haja o rompimento dos taludes da amostra, foi realizado seguindo as orientações da ABNT NBR 6459/1984. Para a determinação do LL, utilizou-se o aparelho de Casagrande, aparelho este que consiste de um prato de latão em forma de concha sobre um suporte de madeira, conforme a figura abaixo. Inicialmente, passou-se a amostra preparada de acordo com a NBR 6457/86 na peneira com abertura de malha 0,42 mm até se obter cerca de 200 g para a realização do ensaio.

Essa quantidade foi colocada em um recipiente de porcelana e adicionou-se água até formar uma pasta uniforme. Com a espátula, adicionou-se certa quantidade dessa pasta no aparelho de Casagrande e realizou-se o ensaio de acordo com a NBR 6459/84. Tal procedimento foi realizado em cinco etapas, para duas amostras diferentes. A umidade foi determinada de acordo com o número de golpes necessários para o fechamento da abertura feita com o cinzel, para cada uma das etapas retirou-se uma pequena porção para a determinação do teor de umidade (Figura 12).

Figura 12 – Aparelho de Casagrande, determinação do Limite de Liquidez.



Fonte: Autor.

### 3.3.1.3 Limite de Plasticidade (LP)

O Limite de Plasticidade corresponde ao teor de umidade mínimo cuja coesão é pequena para permitir deformação, entretanto, possui valor significativo de modo que mantém a forma adquirida. Portanto, o LP é o valor extremo inferior do intervalo de variação do teor de umidade no qual o solo apresenta comportamento plástico. O procedimento do ensaio foi realizado de acordo com a ABNT NBR 7180/1988.

Da mesma maneira que o ensaio de LL preparou-se 200 g de solo destorroado passante na peneira 0,42 mm. Adicionou-se água a essa quantidade, de modo a deixá-la com umidade próxima a do ensaio de LL, e em seguida fez-se a homogeneização da mistura. Sobre uma placa de vidro despolido, rolou-se uma pequena quantidade de solo até esta obter a forma e comprimento de um cilindro de 3 mm de diâmetro e o aparecimento de fissuras (início da fragmentação), sendo, nesta condição, o Limite de Plasticidade da amostra submetida ao ensaio. Após isso, retirou-se uma pequena porção de solo para a determinação do teor de umidade. Esta etapa foi realizada 5 vezes, cobrindo, aproximadamente, os mesmos teores de umidade do LL. Este procedimento foi realizado obedecendo a NBR 7180/84 (Figura 13).

Figura 13 – Ensaio de Limite de Plasticidade.



Figura: Autor.

#### 3.3.1.4 Massa específica dos grãos

A determinação da massa específica foi realizada com a finalidade de determinar a massa específica dos grãos do solo em estudo que passam na peneira 4,8 mm, por meio de picnômetro. Para tal, realizou-se o ensaio duas vezes. O procedimento deu-se de acordo com a norma ABNT NBR 6508/1984.

Inicialmente, tomou-se 500 g de solo destorroado passante na peneira de 4,8 mm, sendo essa a quantia necessária para a realização dos dois ensaios. Por tratar-se de um solo siltoso/argiloso, tomou-se cerca de 100 g de solo para cada um dos ensaios, fez-se a pesagem de cada uma e acrescentou-se água destilada até a completa imersão das amostras, deixando-as em repouso por 12 horas. O restante do material foi utilizado para a determinação da umidade higroscópica. Ao término deste período, transferiu-se o material para o copo dispersor, evitando perdas, e realizou-se a adição de água destilada até a metade do copo, em seguida, realizou-se a dispersão durante 15 minutos (Figura 14).

Transferiu-se a amostra dispersada para o picnômetro, evitando perda de material. Acrescentou-se água destilada até a metade do volume do picnômetro e então foi aplicado vácuo de aproximadamente 88 kPa, por um período de 15 minutos. Passado o tempo acrescentou-se água destilada até a base do gargalo do picnômetro e então, novamente, aplicou-se o vácuo pelo mesmo período de tempo. Deixou-se o picnômetro em repouso até o mesmo atingir a temperatura ambiente. Com um conta-gotas, fez-se a adição de água até a

marca de referência do picnômetro. O conjunto foi pesado e sua temperatura determinada com um termômetro. Em seguida, procedeu-se ao cálculo da massa específica dos grãos do solo.

Figura 14 – Realização do ensaio para determinação da massa específica dos grãos.



Fonte: Autor.

### **3.4 Ensaios de Compactação, Índice de Suporte Califórnia (ISC) e Expansão.**

Os ensaios de Compactação, Índice de Suporte Califórnia e Expansão foram realizados com o objetivo de verificar a qualidade do material de estudo para o emprego em pavimentação, onde é crucial o conhecimento das propriedades mecânicas do solo. Para prever o comportamento do solo frente às solicitações de uma estrada, é necessário conhecer o teor de umidade ótimo do solo, que resultará na melhor compactação do mesmo, a sua capacidade de suporte frente à ação de cargas e a sua expansão, quando imerso em água por um longo período de tempo.

#### **3.4.1 Ensaio de Compactação**

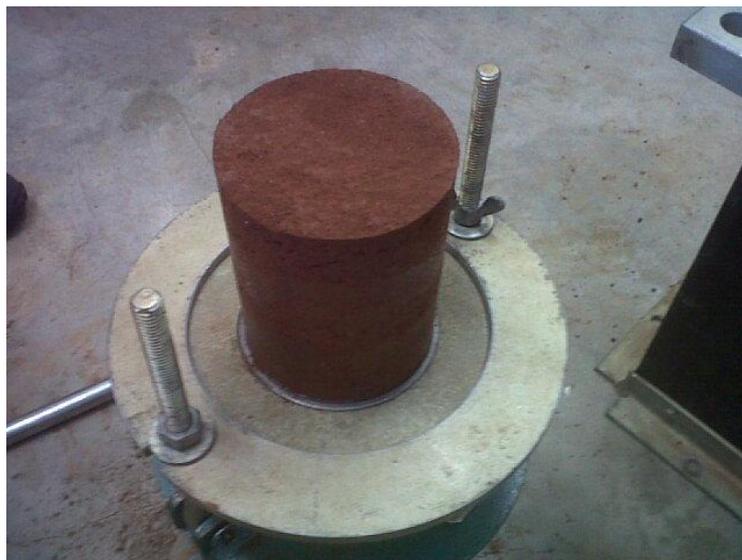
O ensaio de Compactação Proctor Normal tem seu procedimento estabelecido pela ABNT NBR 7182/1986, a qual foi seguida para a sua realização. Esse ensaio teve como finalidade obter a curva de compactação, ou seja, a correlação entre o teor de umidade e o peso específico seco de um solo quando compactado com determinada energia. A compactação é a redução do índice de vazios, permeabilidade e compressibilidade do material, através da aplicação de uma forma de energia, seja ela impacto, vibração, compressão estática ou dinâmica, portanto, a compactação é uma maneira de estabilizar o solo, aumentando o seu peso específico e resistência ao cisalhamento.

Em laboratório, realizou-se o ensaio de compactação (5 pontos) para uma amostra do solo estudado no presente trabalho com o objetivo de obter os valores de umidade ótima e o peso específico aparente máximo, parâmetros esses necessários para a avaliação da capacidade de suporte e os ensaios da metodologia MCT.

Para a preparação da amostra, seguiu-se a NBR 6457/86 e, para a moldagem dos corpos de prova, a norma seguida foi a NBR 7182/86. A energia utilizada para o ensaio de compactação de Proctor foi à denominada Normal.

Iniciou-se o ensaio separando cerca de 3 kg de material passante na peneira com abertura de malha de 4,8mm e realizaram-se as pesagens dos moldes cilíndricos e seus componentes. Com o auxílio de uma proveta, adicionou-se água destilada ao solo, de modo a deixá-lo com um teor de umidade de, aproximadamente, 5% a menos do que a umidade ótima presumível, com o cuidado de realizar a perfeita homogeneização da amostra.

Figura 15 – Amostra compactada extraída.



Fonte: Autor.

Após a etapa de homogeneização transferiu-se o solo para o molde cilíndrico onde a compactação foi realizada em 3 camadas iguais, através de 26 golpes uniformemente distribuídos sobre a superfície da camada, com o soquete caindo de uma altura de 30,5cm. Ao final da compactação realizou-se o arrasamento da amostra na altura do molde e fez-se a pesagem da mesma. Em seguida retirou-se a amostra com o auxílio do extrator de amostras. A mesma foi cortada ao meio e retirou-se uma pequena quantidade para ser a determinação do teor de umidade (Figura 16). O material restante foi desmanchado até que o mesmo pudesse ser, teoricamente, passado novamente na peneira de 4,8mm e misturado novamente a amostra

inicial. Novamente fez-se a adição de água e a homogeneização da amostra para o ponto seguinte. A determinação das umidades foi realizada através da secagem das amostras em estufa com temperatura de 105°C a 110°C. Com os parâmetros obtidos, calculou-se a massa específica aparente seca e o teor de umidade de cada ponto, possibilitando no traçado da curva de compactação do solo.

### **3.4.2 Determinação do Índice de Suporte Califórnia – ISC (*Californian Bearing Ratio – CBR*) e expansão**

O ensaio de Índice de Suporte Califórnia (do inglês *Californian Bearing Ratio – CBR*) teve como objetivo medir a capacidade de suporte e a expansão do solo compactado, em laboratório, fazendo uma comparação da carga de penetração do mesmo com a de um material padrão. A realização do ensaio deu-se conforme as orientações da norma ABNT NBR 9895/1987.

Passou-se o solo em estudo na peneira com abertura de malha de 4,8 mm, de modo a obter cerca de 8 kg de solo, quantidade necessária para a realização de dois corpos de prova no teor de umidade ótima, previamente determinada no ensaio de compactação. Do material preparado, retirou-se 3 amostras para a determinação da umidade higroscópica.

Fez-se a medição da altura e diâmetro dos cilindros, para a determinação dos volumes, e a pesagem dos mesmos e seus componentes. Acrescentou-se água destilada à amostra, com auxílio de uma proveta, para deixá-la com o teor de umidade ótima. Em seguida fez-se a homogeneização completa do solo com a água.

Com isso, deu-se início a compactação, utilizando a energia Normal, a mesma utilizada no ensaio de compactação. Foram dados 31 golpes para cada uma das 5 camadas, distribuídos uniformemente sobre a superfície de cada camada. Após a compactação, realizou-se o arrasamento do corpo de prova no molde (Figura 17), com o auxílio de uma régua biselada, em seguida, fez-se a pesagem do conjunto.

Com os corpos de prova moldados, procedeu-se a determinação da expansão. Para isso, retirou-se o disco espaçador, viraram-se os cilindros e fixaram-se os mesmos nos pratos-base perfurados. Em cada um dos corpos de prova, no espaço deixado pelo disco espaçador, colocou-se o prato perfurado de expansão e, sobre ele, dois discos anelares (sobrecarga) com massa de aproximadamente 4540 g. Na haste de expansão do prato perfurado colocou-se a haste do extensômetro, deixando-o na borda superior do cilindro. Anotou-se a leitura inicial e fez-se a imersão de cada corpo de prova em um reservatório com água. Foram realizadas as

leituras do extensômetro a cada 24 horas, durante 4 dias de imersão (Figura 17). Ao término desse período, retiraram-se os corpos de prova do reservatório e estes foram deixados para escorrer durante 15 minutos. Após isso, os corpos de prova foram levados para o ensaio de penetração.

Figura 16 – Arrasamento do corpo de prova compactado.



Fonte: Autor.

Figura 17 – Ensaio de expansão.



Fonte: Autor.

Sobre os corpos de prova, dentro do molde cilíndrico, foram colocadas as mesmas sobrecargas utilizadas no ensaio de expansão e levou-se o conjunto à prensa. Fez-se o

assentamento do pistão de penetração, aplicando uma carga de 45 N. Em seguida, zerou-se o extensômetro do anel e o que mede a penetração do pistão no solo e acionou-se a manivela da prensa, com velocidade de 1,27 mm/min. As leituras efetuadas mediram o encurtamento diametral, resultante da atuação das cargas (Figura 18).

Figura 18 – Ensaio de penetração.



Fonte: Autor.

### 3.5 Ensaio da Metodologia MCT

Para classificar o solo de acordo com a Metodologia MCT, foram realizados os ensaios de Compactação Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, cujo caráter é classificatório, pois ambos têm como objetivo a verificação do comportamento laterítico ou saprolítico do solo em estudo através da Classificação MCT, além de preverem as propriedades dos grupos integrantes das mesmas (NOGAMI e VILLIBOR, 2009). Ambos os procedimentos adotados para os ensaios estão descritos a seguir.

#### 3.5.1 Ensaio de Compactação Mini-MCV

Assim como todos os outros ensaios da Metodologia MCT, o ensaio de Compactação Mini-MCV foi realizado em corpos de prova de 50 mm de diâmetro. O preparo das amostras e o procedimento do ensaio foram realizados com base nas orientações da Norma DNER-ME

258/94 e das bibliografias disponíveis. Através desse ensaio foram obtidos os coeficientes  $c'$  e  $d'$ , necessários para a referida classificação para o solo estudado neste trabalho.

Inicialmente, tomou-se cerca de 2000 g de solo passado na peneira com abertura de malha de 2,0 mm. Desta quantidade, tomou-se 3 porções para a determinação da umidade higroscópica. Em seguida, fez-se o preparo de 5 amostras de 400 g, adicionando água destilada a cada uma delas de modo a obter teores de umidade crescentes, cobrindo uma faixa um pouco maior que a do ensaio de compactação realizado anteriormente, sendo uma delas na umidade ótima. Cada amostra foi colocada em um recipiente hermético e deixada em repouso por um período de 20 horas (Figura 19).

Figura 19 – Amostras do ensaio Mini-MCV em repouso.



Fonte: Autor.

A primeira etapa para a realização do ensaio foi a aferição do equipamento. Para isso, realizou-se a medição da altura do cilindro padrão (parte integrante do conjunto de equipamentos para a realização do ensaio) e a leitura do extensômetro com este cilindro.

Após as 20 horas, deu-se continuidade ao ensaio. Iniciou-se a compactação pela porção mais úmida, conforme as orientações constantes nas bibliografias. Aplicou-se aos corpos de prova um número crescente de golpes, obedecendo à série: 1, 2, 3, 4, 8, 12, ...  $n... 4n$ . Para cada intervalo da série, realizou-se a leitura do extensômetro (Figura 14). Os golpes foram interrompidos quando a diferença de altura entre  $A_n - A_{4n}$  foi inferior a 2mm ou quando chegou-se ao limite máximo de 256 golpes. Ao término do ensaio de Compactação Mini-MCV, procedeu-se ao ensaio de Perda de Massa por Imersão.

Figura 20 – Equipamento para a Compactação Mini-MCV.

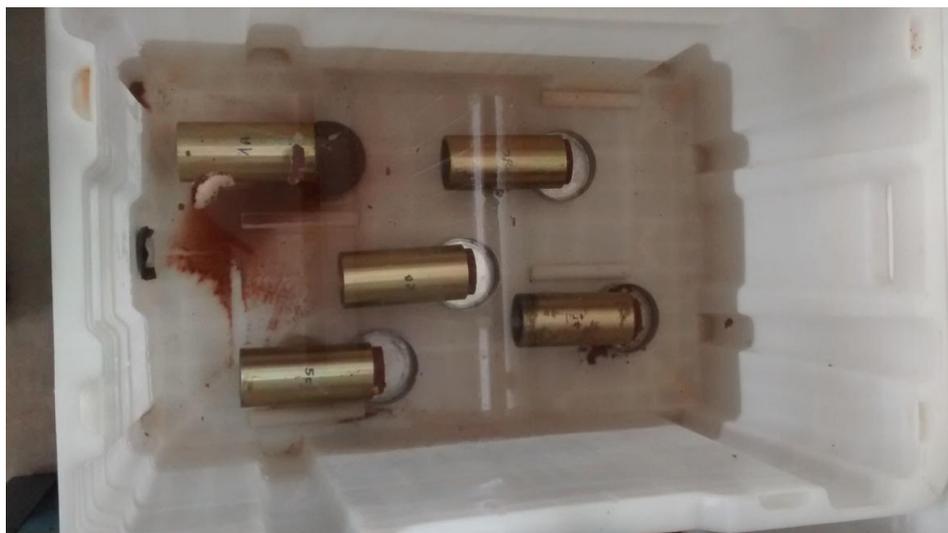


Fonte: Autor.

### 3.5.2 Ensaio de Perda de Massa por Imersão

Após a compactação, cada corpo de prova foi parcialmente extraído, de modo a ficar com uma saliência de 10mm, e armazenado em recipiente hermético, onde foram deixados por 1 hora. Passado o tempo, transportou-se as amostras para dentro de um reservatório, onde se colocou cada um, juntamente com o seu molde, na posição horizontal, sobre o suporte padrão. Abaixo da parte exposta de cada amostra, colocou-se uma cápsula de alumínio para a coleta da massa desprendida. Em seguida, encheu-se o reservatório com água, de maneira contínua e suave, de modo a deixar a lâmina pelo menos 1 cm acima dos moldes (Figura 21).

Figura 21 – Imersão dos corpos de prova para a determinação da Perda de Massa por Imersão.



Fonte: Autor.

Observou-se o comportamento dos corpos de prova nos primeiros minutos, com o objetivo de anotar quaisquer peculiaridades. As amostras permaneceram submersas durante 20 horas, foram retirados os moldes e o solo contido foi descartado. As cápsulas de alumínio com as respectivas massas de solo desprendido foram levadas para secagem em estufa. Após a secagem, anotou-se o aspecto das mesmas, fez-se a pesagem de cada uma e procedeu-se ao cálculo para a determinação da Perda de Massa por Imersão (Figura 22).

Figura 22 – Massa seca desprendida após a secagem.



Fonte: Autor.

Ao término de ambos os ensaios, procedeu-se a análise dos dados obtidos, o desenho dos gráficos de Curvas Mini-MCV, Curvas de Compactação e Perda de Massa Por Imersão. Dos gráficos, foi possível a obtenção dos coeficientes  $c'$  e  $d'$ , e o cálculo do Índice de Laterização –  $e'$ .

### **3.6 Análise e interpretação dos resultados dos ensaios e enquadramento do solo em estudo nas classificações geotécnicas**

Os resultados obtidos a partir dos ensaios de laboratório foram analisados comparando-os com as origens pedológicas, geológicas e os ensaios entre si.

Foram realizadas as classificações geotécnicas do solo estudado de acordo com as metodologias tradicionais, SUCS e HRB, e a metodologia de Classificação Geotécnica para Solos Tropicais MCT, conforme o descrito na revisão bibliográfica.

### **3.7 Análise comparativa entre as previsões de comportamento do solo pelas classificações tradicionais e pela classificação MCT e conclusões**

Foi realizada uma análise comparativa do comportamento do solo segundo o que preveem as metodologias de classificação utilizadas, de maneira crítica, confrontando os resultados obtidos em cada uma.

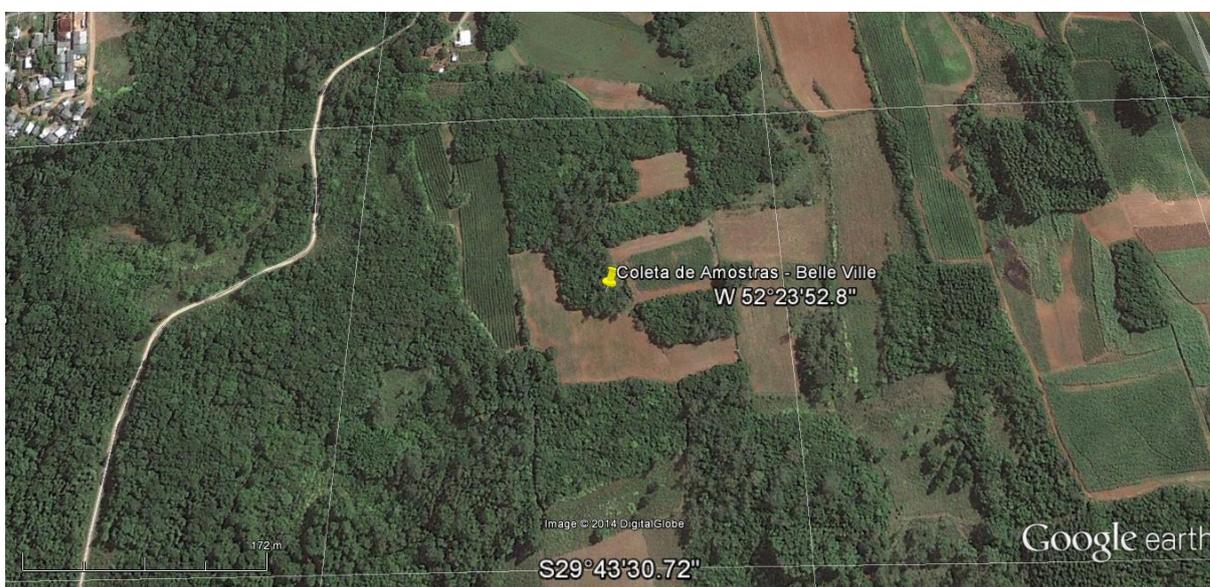
A partir das análises comparativas entre as metodologias verificou-se a coerência da metodologia MCT para solos da região de Santa Cruz do Sul e o atendimento dos objetivos gerais e específicos do trabalho. Também foram apresentadas recomendações para o emprego do solo estudado para obras de pavimentação, conforme as exigências dos órgãos descritos na revisão bibliográfica.

## 4 DESCRIÇÃO DO LOCAL DE COLETA DAS AMOSTRAS

### 4.1 Descrições física e geológica do local de coleta das amostras deformadas

Conforme descrito no item 2, realizou-se a descrição física e geológica da área de coleta das amostras. O município de Santa Cruz do Sul está localizado na região central do Estado do Rio Grande do Sul. A área de coleta do solo a ser estudado está apresentada na Figura 23, nas coordenadas 29°43'19.07"S (latitude) e 52°23'59.92"O (longitude), as quais foram obtidas com a utilização de um GPS de mão de navegação.

Figura 23 – Local de coleta das amostras de solo.



Fonte: Google Earth, 2014.

De acordo com os textos disponíveis no site da Secretaria de Planejamento, Gestão e Participação Cidadã do Rio Grande do Sul (SEPLAG/RS), o clima do Rio Grande do Sul é temperado do tipo subtropical e classificado como mesotérmico úmido. O local de coleta das amostras está localizado na zona geomorfológica denominada Depressão Central. Ainda, segundo a fonte, a precipitação média anual é de 1500 a 1600 mm e a temperatura média anual é de 16 °C.

Segundo o Mapa de Biomas, elaborado e disponibilizado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), a área de coleta está situada no denominado Bioma Pampa. Conforme o texto técnico constante no referido mapa, o Bioma Pampa apresenta clima chuvoso, sem período seco sistemático, mas marcado pela frequência de frentes polares e

temperaturas negativas no período do inverno. O relevo é suave ondulado e aplainado, com vegetação herbácea/arbustiva predominante.

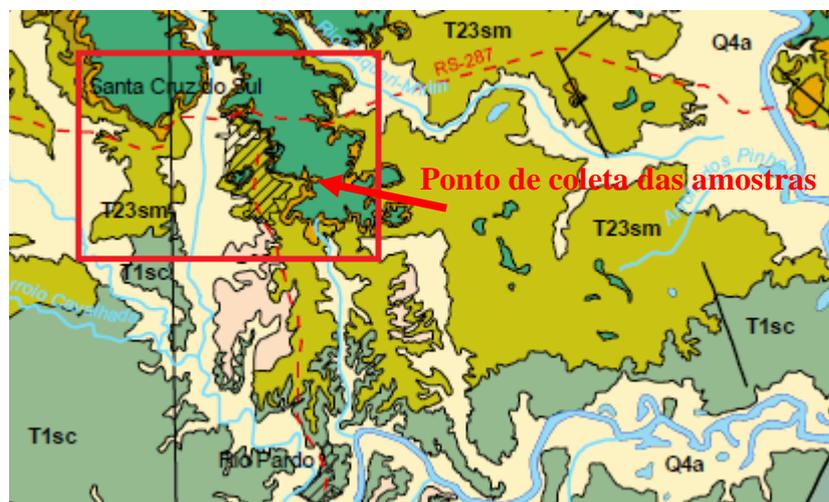
O mapa geológico elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2006) mostra que a região da coleta está localizada dentro da formação geológica Província Paraná do grupo Formação Serra Geral, subgrupo Fácies Gramado, pertencente ao éon Fanerozóico, era Mesozóica, período Cretáceo, identificada pela sigla K1βgr. Ainda, de acordo com a fonte, a região é composta por derrames basálticos granulares finos a médio, melanocráticos cinza, horizontes vesiculares preenchidos por zeolitas, carbonatos, apofilitas e saponita. Apresenta intercalações com os arenitos Botucatu.

Figura 24 – Localização do município de Santa Cruz do Sul .



Fonte: Adaptado de IBGE, 2009.

Figura 25 – Localização do Município de Santa Cruz do Sul e do ponto de coleta de amostras no Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul.



Fonte: Adaptado de Serviço Geológico do Brasil – CPRM, 2014.

## 4.2 Caracterização pedológica e descrição dos perfis geotécnicos

A partir do que estabelece o Mapa de solos do Estado do Rio Grande do Sul (BRASIL 1973, versão atualizada pelo EMATER/RS-ASCAR, 2007) tem-se que a área de coleta das amostras se encontra em uma região de associações de solos e afloramentos rochosos, na faixa que compreende os grupos RRe1, CXe e TXp2. Conforme a legenda disponibilizada no referido mapa, o grupo RRe1 compreende Neossolos Regolíticos Eutróficos, o grupo CXe os Cambissolos Háplicos Eutróficos e o grupo TXp2 corresponde à Luvisolos Háplicos Pálicos plínticos.

Preliminarmente, descartou-se a classificação do solo em estudo como pertencente ao grupo dos Neossolos Regolíticos, já que, segundo Streck et al. (2008), estes são solos novos e pouco desenvolvidos e encontram-se sobre rochas alteradas, o que, para o perfil estudado, não ocorre. As frações granulométricas encontradas para o solo estudado se mostram muito diferentes em comparação com as características dos Neossolos.

A classificação do solo como Luvisolo Háplico Pálico plíntico, da mesma forma, foi descartada. Segundo Streck et al. (2008), solos deste grupo apresentam cores aczentadas ou escuras no horizonte B, o que não ocorre no perfil de solo estudado, além disso, o solo estudado não apresenta caráter plíntico, que é a segregação de óxidos de ferro. As faixas granulométricas para este tipo de solo também são muito diferentes da encontrada para o solo estudado.

Desta forma, verificou-se que o solo estudado no presente trabalho tende a se enquadrar no grupo dos Cambissolos. Esses, assim como os Neossolos, são rasos ou profundos. Apresentam no perfil uma sequência de horizontes A-Bi-C ou O-A-Bi-C, onde o horizonte Bi é do tipo incipiente, sendo este um horizonte B em formação, mas com cor e estrutura suficientemente desenvolvidas para ser diferenciado dos horizontes A e C, podendo apresentar fragmentos de rochas em seu volume (STRECK ET AL., 2008). Os Cambissolos são solos em processo de transformação, ou seja, as suas características são insuficientes para serem enquadrados em outros grupos.

## 5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

### 5.1 Ensaio de caracterização e enquadramento nas classificações geotécnicas tradicionais

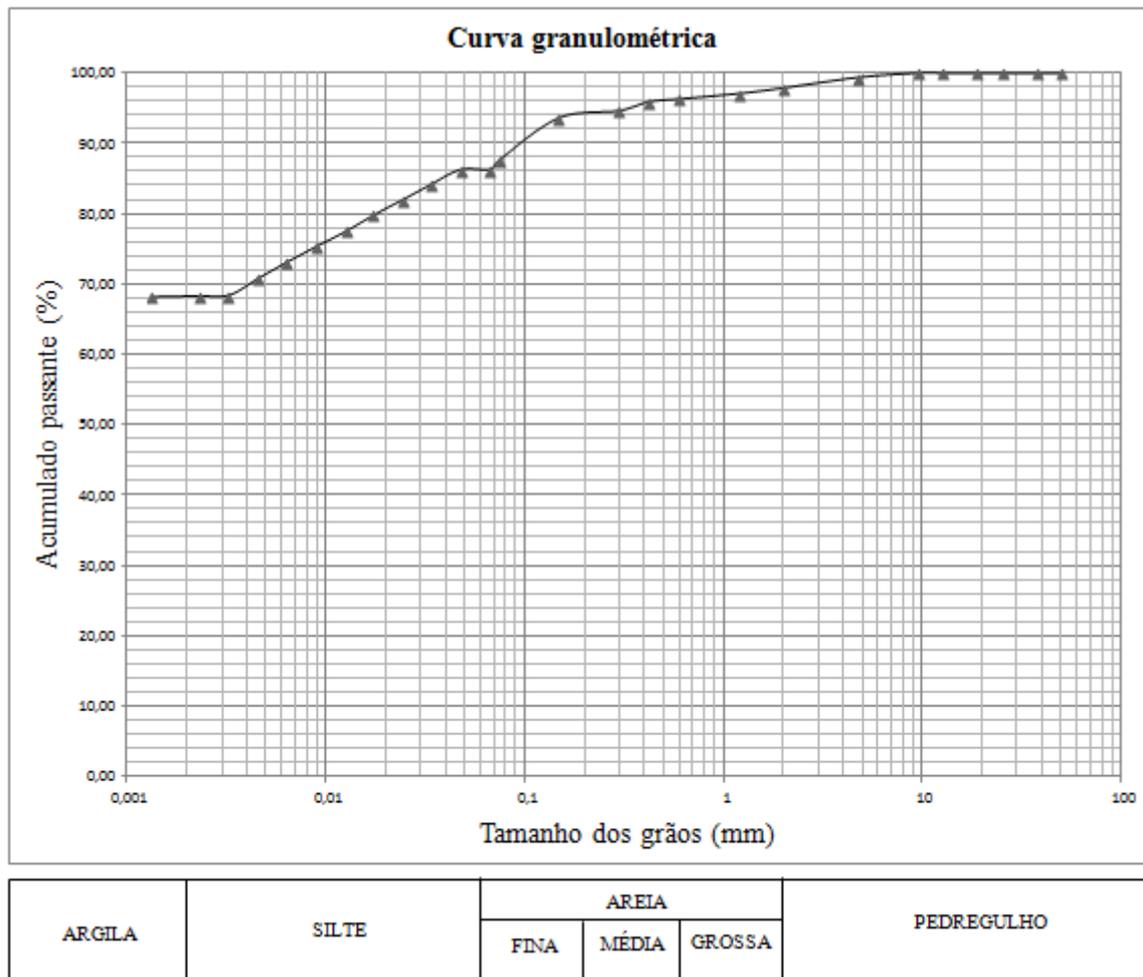
Conforme o especificado anteriormente, a caracterização do solo deu-se pela realização dos ensaios de análise granulométrica (peneiramento e sedimentação), massa específica dos grãos e limites de Atterberg (LL e LP). Os resultados destes ensaios e o enquadramento do solo nas classificações tradicionais estão apresentados, de maneira resumida, na Tabela 9. Na Figura 26 é apresentada a curva granulométrica do material.

Tabela 9 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização e classificação dos solos.

<b>Granulometria</b>	<b>% Pedregulho (&gt; 2mm)</b>	2
	<b>% Areia grossa (2mm a 0,6mm)</b>	2
	<b>% Areia média (0,6 a 0,2mm)</b>	2
	<b>% Areia fina (0,2 a 0,06mm)</b>	8
	<b>% Silte (0,06 a 0,002mm)</b>	18
	<b>% Argila (&lt;0,002mm)</b>	68
<b>Peso específico dos grãos <math>\gamma_s</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>		28,84
<b>Plasticidade</b>	<b>Limite de Liquidez - LL (%)</b>	57
	<b>Limite de Plasticidade - LP (%)</b>	44
	<b>Índice de Plasticidade - IP (%)</b>	13
	<b>Classificação segundo Caputo (2005)</b>	Mediamente plástico
<b>Classificação SUCS</b>		MH
<b>Classificação HRB</b>		A-7-5
<b>Índice de Grupo – IG</b>		17

Fonte: Autor.

Figura 26 – Curva granulométrica.



Fonte: Autor.

Através da análise da curva granulométrica (Figura 26), verificou-se que o solo apresenta grande quantidade de argila, importante quantidade de silte e baixas porcentagens de areia e pedregulho, caracterizando-o como um solo de granulação fina, classificado granulometricamente como argila siltosa. Os coeficientes de uniformidade e curvatura, neste caso, não se aplicam, pois, estes foram concebidos para avaliar solos granulares.

Quanto à plasticidade, o solo foi classificado como mediantemente plástico. Os valores de limites de liquidez e índice de plasticidade obtidos não se enquadraram em nenhum dos valores típicos da Tabela 1, mas se aproximam muito daqueles das argilas variegadas de São Paulo.

Como especificado no capítulo 3, a partir dos resultados da análise granulométrica e limites de Atterberg, pode ser realizada a classificação do solo utilizando as metodologias tradicionais, Sistema Unificado e Sistema Rodoviário.

Para a classificação no Sistema Unificado, primeiramente, verificou-se a porcentagem de solo passante na peneira com abertura de malha 0,075 mm. Para o solo estudado, a porcentagem de material passante na referida peneira é de 87%, o que o caracteriza, segundo este sistema, como sendo um solo de granulação fina. Tratando-se de um solo fino, o passo seguinte para a classificação foi à entrada dos valores de LL e IP, 55 e 13, respectivamente, no Gráfico da plasticidade (Figura 3). Desta forma, entrando com os respectivos valores no gráfico, classificou-se o solo como MH, que corresponde a um silte de alta compressibilidade.

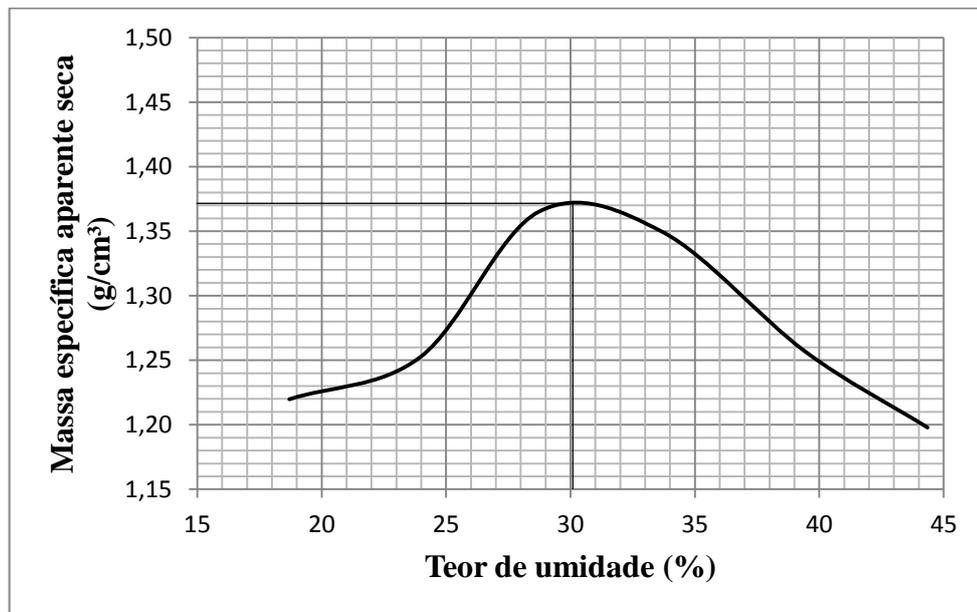
A classificação pelo Sistema Rodoviário, como especificado na revisão bibliográfica, é semelhante ao Sistema Unificado, iniciando pela análise da porcentagem passante na peneira 0,075 mm e em seguida os valores de LL e IP. Desta forma, entrou-se com os respectivos valores na Tabela 2, o que resultou o enquadramento do solo no grupo A-7, que se refere a solos argiloso cujas características são o alto limite de liquidez e estarem sujeitos a elevada mudança de volume (DNIT, 2006). Ainda, esse grupo apresenta duas subdivisões, A-7-5 e A-7-6, cuja determinação do mesmo é dada pelas faixas limite de LL e IP, apresentadas no gráfico da Figura 4. Com a introdução dos valores, classificou-se o solo como A-7-5, grupo este que apresenta materiais cujo IP é moderado em relação ao seu LL, podendo ser altamente elástico e, como descrito anteriormente, sujeito a elevadas variações de volume (DNIT, 2006). O índice de grupo (IG) foi determinado através da equação 4 e é representado logo após ao grupo pertencente. Desta forma, o solo estudado foi classificado como A-7-5 (17), material argiloso e desempenho como subleito de regular a mau, tal comportamento é devido ao aumento dos índices de consistência e a diminuição de materiais grossos (DNIT, 2006).

Segundo o estudo de Liu (1967) apud. Das (2006), solos classificados como MH no Sistema Unificado tem grande probabilidade de serem enquadrados no grupo A-7-5 pelo Sistema Rodoviário e vice-versa, deste modo, os resultados das classificações ficaram dentro do esperado. Percebe-se que mesmo dentre as classificações tradicionais há uma clara divergência quanto ao tipo de solo, sendo que pela primeira tem-se que o solo é um silte, mesmo este apresentando maior quantidade de argila, o que é incoerente.

## 5.2 Ensaio de compactação, Índice de Suporte Califórnia e expansão

Na Figura 27 é apresentada a curva de compactação do solo estudado. O valor da massa específica seca máxima foi de  $1,37 \text{ g/cm}^3$  correspondente a uma umidade ótima de  $30,05 \%$ .

Figura 27 – Curva de compactação.



Fonte: Autor.

De acordo com Pinto (2006), solos argilosos apresentam teores de umidade ótima que variam de 25 a 30% e densidades secas máximas de  $1,5$  a  $1,4 \text{ kg/cm}^3$ . O elevado valor de umidade necessária para atingir a massa específica aparente seca máxima é característico de solos que apresentam grãos muito finos, como é o caso do solo estudado, onde há elevada presença de argila e silte, isto é esperado devido ao aumento da superfície específica dos grãos. Conforme curvas típicas apresentadas pelo autor, o material em estudo apresenta comportamento e valores de massa específica e umidades compatíveis com argila residual de basalto, estando, portanto, dentro do esperado.

A capacidade de suporte ISC ou CBR, segundo Nogami e Villibor (2009) e DNIT (2006), é considerada elevada quando está entre 10 e 30 %. Desta forma, verificou-se que o solo estudado apresenta elevada capacidade de suporte e é pouco expansivo na presença de água, o que possibilita o seu emprego em obras rodoviárias, já que estas são as duas principais propriedades avaliadas no Brasil.

Na Tabela 10 encontram-se os resultados obtidos para os ensaios de compactação, ISC e expansão. Para a determinação do ISC e da expansão do solo considerou-se as médias dos resultados obtidos com os dois corpos de prova ensaiados.

Tabela 10 – Resultados dos ensaios de compactação, ISC e expansão.

Compactação		ISC e expansão			
Umidade ótima	Massa específica aparente seca	Capacidade de suporte - ISC ou CBR		Expansão	
(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)		(%)	
		CP 1	CP 2	CP 1	CP 2
30,05	13,7	13,99	13,03	0,07	0,16

Fonte: Autor.

De acordo com Nogami e Villibor (2009), solos cuja expansão é inferior a 0,5 % são considerados como de baixa expansão, desta forma, o solo estudado é classificado como tal. As metodologias tradicionais de classificação geotécnica indicam que solos com altos valores de LL e LP são altamente expansíveis, entretanto, conforme o anteriormente exposto, tal constatação não é verdadeira para o solo estudado neste trabalho.

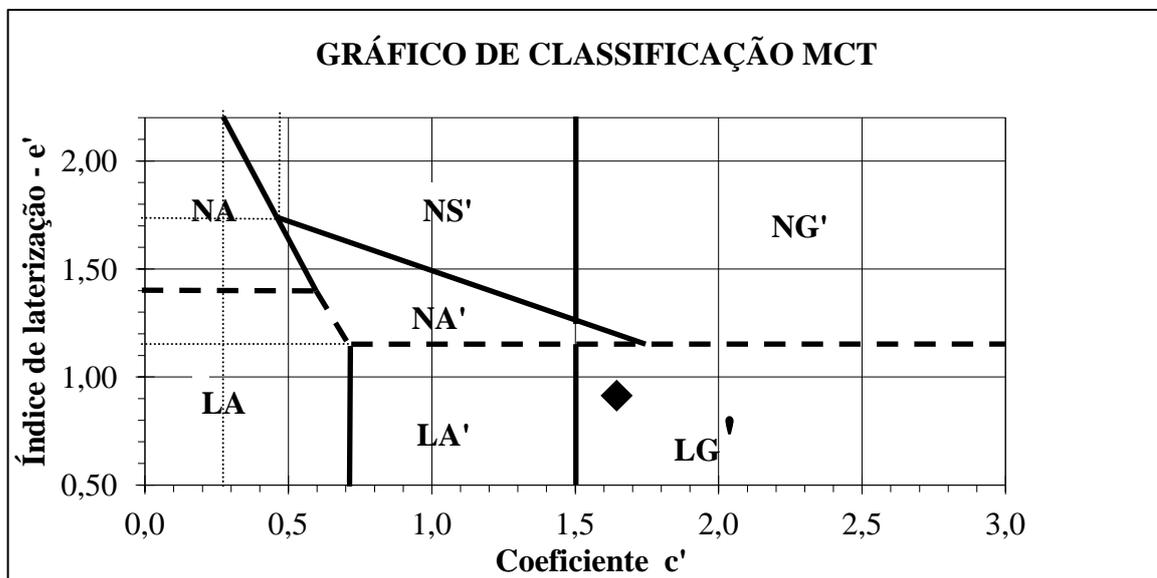
### 5.3 Ensaio da Metodologia MCT

Como exposto na revisão bibliográfica, a classificação geotécnica através da Metodologia MCT deu-se pela realização dos ensaios de compactação Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, os quais permitiram a obtenção dos índices necessários para a classificação do solo.

O ensaio de compactação Mini-MCV permitiu o traçado da curva Mini-MCV, da qual foi possível a obtenção do coeficiente  $c'$  e o traçado das curvas de compactação, onde se obteve o coeficiente  $d'$ . O ensaio seguinte ao de compactação, o de Perda de Massa por Imersão, permitiu a análise da quantidade de massa que se desprende do solo, quando este é ser imerso em água, avaliando assim a sua resistência a erosão hidráulica, observando, durante os primeiros minutos de imersão, eventuais inchamentos ou peculiaridades, as quais não ocorreram. Observou-se que, para o teor de umidade ótima, não houve perda de massa significativa, o que era esperado para o solo estudado. A partir dos resultados obtidos, fez-se o gráfico da perda de massa por imersão em relação ao Mini-MCV, obtendo assim o parâmetro  $P_i$ .

Através da equação 6, calculou-se o índice de laterização do solo ( $e'$ ), o qual indicou que o solo estudado apresenta comportamento laterítico. Por fim, entrou-se com os valores dos coeficientes  $e'$  e  $c'$  no gráfico da Figura 5 e classificou-se o solo como  $LG'$ . Segundo o constante no item 3.13, materiais pertencentes a este grupo são argilas e argilas arenosas, as quais constituem, mais frequentemente, o horizonte B dos Argissolos, Luvisolos e Nitossolos. Solos deste grupo apresentam boa capacidade de suporte e módulo de resiliência, além de serem muito plásticos. A Tabela 6 apresenta algumas propriedades características do grupo, as quais foram comprovadas através dos ensaios, são elas a baixa expansão e a baixa perda de massa por imersão quando devidamente compactados.

Figura 28 – Classificação do solo pela Metodologia MCT.



Fonte: Autor.

O enquadramento do solo no grupo  $LG'$  era previsto, devido as suas características granulométricas, mecânicas e coloração. De acordo com a Tabela 4, solos que pertencem a este grupo da metodologia MCT tendem a pertencer aos grupos MH e A-7-5 das metodologias tradicionais.

A classificação do material como de comportamento laterítico justifica uma de suas características pedogenéticas, a cor avermelhada, já que essa é uma das características dos solos tropicais de comportamento laterítico, devido à presença de Alumínio e principalmente Ferro envolvendo as partículas de argila.

Quanto à origem pedológica, inicialmente considerado um Cambissolo, verificou-se que o solo estudado já se encontra em um estágio avançado de intemperização, onde suas

características são suficientes para talvez o seu enquadramento no grupo dos Nitossolos. Segundo Streck et al. (2008), os Nitossolos são solos rasos ou profundos, apresentando uma sequência de horizontes A-B-C, na qual o horizonte B é do tipo B nítico, apresentando cerosidade e cor avermelhada. Apresentam predominantemente caulinita e óxidos de ferro na sua constituição, estes que são os principais minerais presentes em solos de comportamento laterítico.

## **6 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS DIFERENTES METODOLOGIAS E INDICAÇÕES DE USO DO SOLO PARA OBRAS RODOVIÁRIAS**

Verificou-se, para o solo estudado, que as classificações tradicionais não avaliam de maneira adequada o comportamento e as propriedades dos solos tropicais, confirmando aquilo que é defendido por Nogami e Villibor. Mesmo apresentando uma porcentagem muito maior de argila do que as demais frações, a metodologia do Sistema Unificado classificou o solo como um silte altamente compressível, isto devido ao uso limitado dos índices de consistência. A classificação através do Sistema Rodoviário, embora tenha classificado corretamente o material como solo argiloso, logo descarta o seu emprego em obras rodoviárias, devido aos altos valores de LL e IP, considerando o solo como expansivo e com baixa capacidade de suporte.

Conforme o exposto anteriormente verificou-se que o solo estudado possui propriedades e características que possibilitam o seu uso em obras rodoviárias, devido ao seu comportamento laterítico.

Através das exigências dos órgãos brasileiros elencadas na Tabela 7, e de acordo com o que aborda a literatura, verificaram-se as possibilidades de emprego do solo estudado em obras rodoviárias, tais como estradas vicinais ou camadas subjacentes de pavimentos.

Vargas (1977), baseado nas metodologias tradicionais, principalmente a do Sistema Rodoviário, refere-se quanto ao emprego de solos do grupo A-7-5 como apenas utilizáveis em condições especiais, devido a baixa capacidade de suporte e as elevadas variações de volume, desta forma, o emprego do material estudado seria descartado. Entretanto, Nogami e Villibor (2009) apresentam uma ordem qualitativa para o emprego dos solos classificados pela Metodologia MCT em diversas situações, conforme o exposto na tabela 5. De acordo com os autores, solos do grupo LG', quando devidamente compactados, tem o seu emprego recomendado como ordem de prioridade 3, quando destinado a servir como base de pavimento, reforço de subleito, subleito e corpo de aterro. Já para o emprego como revestimento primário em estradas vicinais, é o 2º. Mas é como proteção à erosão hídrica que os solos deste grupo apresentam o melhor desempenho dentre todos os grupos da metodologia MCT, pois quando devidamente compactados, apresentam pouca ou nenhuma perda de massa na presença de água, sendo considerados como o 1º na ordem de prioridade.

Quanto aos órgãos nacionais, verificou-se que o material de estudo satisfaz as condições exigidas pelo DNIT, e conseqüentemente o DAER-RS, para o seu emprego como subleito, reforço do subleito e camadas de aterro, tendo em vista que estes órgãos avaliam somente a

capacidade de suporte (ISC) e a expansão do material, as quais são satisfatórias para tais situações, com capacidade de suporte considerada elevada e baixa expansão. O DNIT possui normas para o procedimento e classificação de um solo através da metodologia MCT, entretanto, ao especificar as condições para o emprego de materiais, não faz especificação alguma em relação a esta metodologia.

Quanto às condições impostas pelo DER-PR tem-se que o solo estudado atende aos critérios para o uso como subleito, reforço do subleito e corpo de aterro, porém, devido a capacidade de suporte e o fato do índice de plasticidade ser superior a 10, não pode ser empregado em camadas de sub-base.

Dentre os órgãos nacionais estudados, o DER-SP é o único que exige que os materiais destinados ao emprego nas camadas subjacentes de rodovias devem atender à condição de pertencer a grupos específicos da Classificação MCT. O material estudado neste trabalho pertence ao grupo LG', o qual é um dos grupos aceitos, desta forma atendendo a esta primeira exigência. De maneira análoga aos demais órgãos, a capacidade de suporte limita o emprego do solo estudado, podendo este apenas cumprir as funções de subleito, reforço do subleito e corpo de aterro.

Verificou-se que nenhum dos órgãos exige a classificação do material quanto a sua resiliência. O ISC, conforme o exposto na revisão bibliográfica, não corresponde ao que ocorre nas rodovias quando há a passagem de veículos, sendo assim, esta propriedade deve ser levada em consideração quando o material é destinado a obras rodoviárias, resultando em um melhor desempenho. Segundo Nogami e Villibor (1995), solos do grupo LG' apresentam módulos de resiliência adequados. O estudo da capacidade resiliente do material não é o foco do presente trabalho, entretanto, através do que é abordado na literatura técnica, com a realização de ensaios laboratoriais, o solo estudado tende a apresentar resultados satisfatórios, com relação à resiliência, para o emprego em rodovias.

## 7 CONCLUSÃO

A partir da interpretação dos resultados obtidos e da comparação entre as metodologias tradicionais de classificação (SUCS e HRB) e a metodologia MCT, conclui-se que as metodologias tradicionais de classificação geotécnica SUCS e HRB se mostraram limitadas quanto a sua aplicação para solos oriundos de regiões tropicais, uma vez que tais metodologias não são capazes de identificar as peculiaridades destes solos devido a estas considerarem apenas a granulometria e os índices de consistência do material. A classificação do material e previsão de comportamento do mesmo considerando apenas essas propriedades, embora sejam satisfatórias para os locais onde foram desenvolvidas, não se aplica aos solos das regiões tropicais e subtropicais, devido às diferentes condições climáticas e processos de intemperização aos quais estes estão expostos. Desta forma, pelas metodologias tradicionais, certos tipo de materiais como o estudado no presente trabalho tem o seu emprego preliminarmente descartado quanto à aplicação em obras rodoviárias. Desta forma, conclui-se que a classificação através da metodologia MCT se mostrou coerente para o solo estudado, sendo capaz de identificar o comportamento laterítico do mesmo e prever de maneira correta as propriedades mecânicas e comportamento do solo.

O presente trabalho proporcionou o aprofundamento dos conhecimentos adquiridos nas disciplinas pertencentes à área de Geotecnia, principalmente quanto ao emprego de solos em obras rodoviárias.

A caracterização do solo estudado apresentou resultados coerentes e dentro do esperado quanto às suas origens pedológicas.

Quanto ao emprego do material estudado, conclui-se que embora as metodologias tradicionais o descartem para uso em obras rodoviárias, verificou-se que o mesmo, através da classificação pela metodologia MCT e dos ensaios de ISC e expansão, apresenta propriedades e características que viabilizam o seu emprego em obras rodoviárias com relação às exigências dos órgãos brasileiros, quando devidamente compactado em sua umidade ótima, podendo ser utilizado nas camadas de subleito, reforço do subleito e corpo de aterro. Conforme o abordado na literatura técnica, verificou-se que o solo pode também desempenhar as funções de proteção à erosão hídrica e revestimento primário. Desta forma, o solo estudado no presente trabalho pode ser utilizado em futuros empreendimentos e demais obras na região

tais como loteamentos, arruamentos, estradas vicinais e estradas pavimentadas.

Através da realização da Classificação MCT e com o auxílio de um geólogo ou agrônomo, torna-se possível avaliar de maneira mais adequada os solos da região de Santa Cruz do Sul-RS com relação a sua origem pedológica, contribuindo para o mapeamento geotécnico do município.

Por fim, conclui-se que ao prever de maneira adequada o potencial de uso de um material local para determinado fim, torna-se possível reduzir significativamente os custos com o transporte de materiais que se encontram longe do local de destino e também o custo com o descarte dos materiais que se encontram próximos à área de emprego. A correta análise do comportamento do material também resulta em desempenhos satisfatórios, evitando a ocorrência de futuras patologias causadas pelo emprego de materiais inadequados para determinadas funções.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 6457/86*: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

\_\_\_\_\_. *NBR 6459/84*: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

\_\_\_\_\_. *NBR 6502/95*: Rochas e Solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

\_\_\_\_\_. *NBR 6508/84*: Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

\_\_\_\_\_. *NBR 7182/86*: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

\_\_\_\_\_. *NBR 9895/87*: Solo – Índice de suporte Califórnia. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

BERNUCCI, Liedi Bariani et al. *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro: Petrobras: Abeda, 2010. 504 p. Disponível em: <[http://www.proasfalto.com.br/07\\_download.htm](http://www.proasfalto.com.br/07_download.htm)>. Acesso em: 5 abr. 2014.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. *Manual de pavimentação*. 3. ed. Rio de Janeiro: Ipr. Publ., 719, 2006. 274 p. Disponível em: <[http://www1.dnit.gov.br/arquivos\\_internet/ipr/ipr\\_new/manuais/Manual\\_de\\_Pavimentacao\\_Versao\\_Final.pdf](http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf)>. Acesso em: 20 mar. 2014.

CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 1: fundamentos*. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2005. 512 p.

COZZOLINO, Vera M. N.; NOGAMI, Job S.. *Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais*. Solos e Rochas, São Paulo, n. 16, p.77-91, 1993.

DAS, Braja M.. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 6. ed. Sacramento: Thomson, 2006. 562 p. Tradução de All Tasks.

FRASCÁ, Maria Heloísa Barros de Oliveira; SARTORI, Pedro Luiz Pretz. *Minerais e rochas*. In: OLIVEIRA, Antonio Manuel dos Santos; BRITO, Sérgio Nertan Alves de Brito. *Geologia da engenharia*. 1ª Ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. 1998. Cap 6. p. 89-99.

KIRSCH, Helmut. *Mineralogia aplicada*. São Paulo: Polígono, 1972.

KRAUSKOPF, Konrad. *Introdução à Geoquímica*. São Paulo: Polígono, 1972.

NOGAMI, Job Shuji; VILLIBOR, Douglas Fadul. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo: Villibor, 1995.

NOGAMI, Job Shuji; VILLIBOR, Douglas Fadul. *Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos*. São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 291 p.

ORTIGÃO, J. A. R.. *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. 3. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2007. 387 p. Disponível em: <[http://www.terratek.com.br/pt/downloads/cat\\_view/21-books.html](http://www.terratek.com.br/pt/downloads/cat_view/21-books.html)>. Acesso em: 2 abr. 2014.

PARANÁ. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná. *DER/PR ES-P 01/05 – Pavimentação: Regularização do subleito*. Curitiba: DER/PR, 2005. Disponível em: <[http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas\\_tecnicas.aspx](http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas_tecnicas.aspx)>. Acesso em: 25 de abr. 2014.

\_\_\_\_\_. *DER/PR ES-O 08/05 – Pavimentação: Solo arenoso fino laterítico*. Curitiba: DER/PR, 2005. Disponível em: <[http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas\\_tecnicas.aspx](http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas_tecnicas.aspx)>. Acesso em: 25 de abr. 2014.

\_\_\_\_\_. *DER/PR ES-T 06/05 – Terraplenagem: aterros*. Curitiba: DER/PR, 2005. Disponível em: <[http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas\\_tecnicas.aspx](http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas_tecnicas.aspx)>. Acesso em: 25 de abr. 2014.

PASTORE, E.L.; FONTES, R.M.. *Caracterização e Classificação de solos*. In: OLIVEIRA, A.M.S. & BRITO, S.N.A. (Ed.). *Geologia de Engenharia*. 1998. São Paulo: ABGE. p. 198-210.

PINTO, Carlos de Sousa. *Curso básico de mecânica dos solos*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 355 p.

SÃO PAULO. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. *ET-DE-P00/001 – Melhoria e preparo do subleito*. São Paulo: DER/SP, 2005. Disponível em: <[http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas\\_tecnicas.aspx](http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas_tecnicas.aspx)>. Acesso em: 25 de abr. 2014.

\_\_\_\_\_. *ET-DE-P00/002 – Reforço do subleito*. São Paulo: DER/SP, 2005. Disponível em: <[http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas\\_tecnicas.aspx](http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas_tecnicas.aspx)>. Acesso em: 25 de abr. 2014.

\_\_\_\_\_. *ET-DE-P00/003 – Sub-base ou base de solo de comportamento laterítico-brita descontínua – SLBD*. São Paulo: DER/SP, 2005. Disponível em: <[http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas\\_tecnicas.aspx](http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas_tecnicas.aspx)>. Acesso em: 25 de abr. 2014.

\_\_\_\_\_. *ET-DE-Q00/004 – Aterro sobre solos compressíveis*. São Paulo: DER/SP, 2006. Disponível em: <[http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas\\_tecnicas.aspx](http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/normas_tecnicas.aspx)>. Acesso em: 25 de abr. 2014.

STRECK, Edemar Valdir; KÄMPF, Nestor; DALMOLIN; Ricardo Simão Diniz; KLAMT, Egon; NASCIMENTO, Paulo César do; SCHNEIDER, Paulo. *Solos do Rio Grande do Sul*. 2ª Ed. Porto Alegre: EMATER/RS-ASCAR, 2008.

TRINDADE, Tiago Pinto da et al. *Compactação dos solos: fundamentos teóricos e práticos*. Viçosa: UFV, 2008. 95 p.

VARGAS, M. *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo: McGraw Hill do Brasil Ltda, 1977. 509p.

## ANEXO

## Gráficos da classificação geotécnica MCT

