

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

EDUARDO FONTANA

SILVIO BARBOSA JUNIOR

**DETERMINAÇÃO DA CORRELAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS ISC E CPD,
NO SUBLEITO DA DUPLICAÇÃO DA BR-369, NO PERÍMETRO URBANO DE
CORBÉLIA**

**CASCADEL - PR
2017**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

EDUARDO FONTANA

SILVIO BARBOSA JUNIOR

**DETERMINAÇÃO DA CORRELAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS ISC E CPD,
NO SUBLEITO DA DUPLICAÇÃO DA BR-369, NO PERÍMETRO URBANO DE
CORBÉLIA**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Prof. Me. Eng. Civil
Maycon André de Almeida

**CASCADEL - PR
2017**

CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

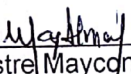
EDUARDO FONTANA

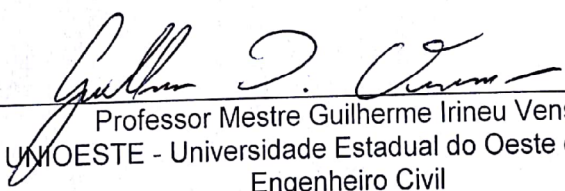
SILVIO BARBOSA JUNIOR

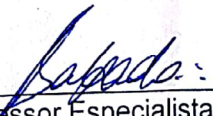
**DETERMINAÇÃO DA CORRELAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS ISC E CPD, NO
SUBLEITO DA DUPLICAÇÃO DA BR-369, NO PERÍMETRO URBANO DE
CORBÉLIA**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor (a) Mestre Engenheiro Civil Maycon André de Almeida.

BANCA EXAMINADORA


Orientador Prof. Mestre Maycon André de Almeida
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil


Professor Mestre Guilherme Irineu Venson
UNIOESTE - Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Engenheiro Civil


Professor Especialista Lincoln Salgado
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil

Cascavel, 28 de Novembro de 2017.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a todos que contribuíram no decorrer desta jornada, em especialmente a Deus, a quem devemos nossas vidas.

A nossa família que sempre nos apoiou nos estudos e nas escolhas tomadas.

As nossas respectivas namoradas por sempre nos incentivarem e nos compreender nos momentos difíceis.

Ao nosso orientador Prof Me. Maycon André de Almeida, que teve papel fundamental na elaboração deste trabalho.

Aos nossos colegas pelo companheirismo e disponibilidade para nos auxiliarem em vários momentos difíceis.

E por fim, agradecemos ao Centro Universitário FAG, pelo apoio e infraestrutura que foi nos concedido para a realização dessa pesquisa.

RESUMO

Devido ao tempo que o ensaio de ISC (Índice de Suporte Califórnia) utiliza para ser executado e sua complexibilidade na elaboração, muitas vezes utilizam-se de métodos mais práticos e simples para a obtenção dos resultados, sendo o CPD (Cone de Penetração Dinâmica) uma alternativa para se determinar a resistência do material verificado. O objetivo desse trabalho é verificar a aplicabilidade das correlações existentes elaboradas por outros autores, e se necessário empregar um fator de correção para que as fórmulas possam ser adaptas par o solo do local de estudo. A caracterização realizada no solo é de suma importância para que possam ser identificadas as características do material analisado. A pesquisa ocorreu em um trecho da BR-369, no perímetro urbano de Corbélia-Pr, onde estão sendo realizadas obras de duplicação, ocasionando assim um ótimo campo de estudos e obtenção de dados. As características apresentadas na caracterização do solo dirigiram a pesquisa à utilização das correlações já existente do Autor Lima (2000) e a equação de Santos e Guth (2015), onde para a fórmula que apresentou dados mais próximos dos encontrados em laboratório, foi aplicado um fator de correção obtendo um desvio padrão aceitável de 1,53, para utilização da fórmula matemática.

Palavras Chave: Índice de Suporte *Califórnia*, Cone de Penetração Dinâmica, Correlação.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Dispersor de Partículas	18
Figura 2 – Densímetro.....	18
Figura 3 – Aparelho de Casagrande.....	20
Figura 4 – Procedimento Indicado para Realização do Ensaio do Limite de Liquidez.....	20
Figura 5 – Gráfico para Obtenção do Limite de Liquidez	21
Figura 6 – Realização do Ensaio de Limite de Plasticidade	22
Figura 7 – Classificação pelo SUCS	25
Figura 8 – Compactação com soquete	27
Figura 9 – Extração do Proctor.....	27
Figura 10 – Curva Típica de Compactação	28
Figura 11 – Equipamentos para Execução do ISC	29
Figura 12 – Corpo de Prova Imerso na Água.....	30
Figura 13 – Ruptura do ISC na Prensa.....	30
Figura 14 – Equipamentos para execução do CPD	32
Figura 15 – Penetração x Número de Golpes.....	32
Figura 16 – Mapa de Localização.....	37
Figura 17 – Local da Retirada da Amostra	38
Figura 18 – Procedimentos para Execução da Sedimentação e Peneiramento	39
Figura 19 – Procedimentos para Execução da Sedimentação e Peneiramento	39
Figura 20 – Ensaio de Limite de Liquidez.....	40
Figura 21 – Ensaio de Limite de Plasticidade	41
Figura 22 – Procedimentos para ensaio de Proctor	42
Figura 23 – Procedimentos para a Moldagem dos Corpos de Prova do ISC	43
Figura 24 – Procedimentos para a Moldagem dos Corpos de Prova do ISC	44
Figura 25 – Procedimentos para a Realização do Ensaio de Expansão	44
Figura 26 – Procedimentos para o Ensaio de Penetração	45
Figura 27 – Aparelho para ensaio do CPD.....	46
Figura 28 – Locais onde foram realizados os ensaios de CPD	47
Figura 29 – Execução do Ensaio de CPD	47
Figura 30 – Distribuição Granulométrica do Material.....	49
Figura 31 – Resultados Ensaio de Limite de Liquidez	50
Figura 32 – Curva de Compactação.....	51

Figura 33 – Curva de Penetração.....	52
Figura 34 – Relação Penetração x Umidade	53
Figura 35 – Fator de Correção CPD	56
Figura 36 – Penetração x Umidade.....	57
Figura 37 – Penetração x Umidade.....	58
Figura 38 – Fator de Correção CPD	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação TRB	24
Tabela 2 – Classificação SUCS	26
Tabela 3 – Energia de Compactação	27
Tabela 4 – Correlações entre ISC x CPD	35
Tabela 5 – Resultados Ensaio de Expansão	51
Tabela 6 – Resultados do Ensaio de Índice de Suporte <i>Califórnia</i>	52
Tabela 7 – Resultados Ensaio de Cone de Penetração Dinâmica	53
Tabela 8 – Valores estimados de ISC a partir das equações.	54
Tabela 9 – Fator de Correção para a Equação 6.	55
Tabela 10 – Valores de ISC obtidos após a Correção	56
Tabela 11 – Fator de Correção para a Equação 6.	58
Tabela 12 – Fator de Correção para a Equação 6.	59
Tabela 13 – Valores de ISC obtidos após a Correção	60

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	11
1.1 INTRODUÇÃO	11
1.2 OBJETIVOS	12
1.2.1 Objetivo geral.....	12
1.2.2 Objetivos específicos.....	12
1.3 JUSTIFICATIVA.....	12
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	13
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	13
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	13
CAPÍTULO 2	15
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1.1 Solos	15
2.1.1.1 Solos Lateríticos.....	15
2.1.1.2 Solos Colapsíveis	15
2.1.2 Ensaios de Caracterização	16
2.1.2.1 Granulometria conjunta	16
2.1.2.1.1 Preparação das amostras	17
2.1.2.1.2 Sedimentação	17
2.1.2.1.3 Ensaio de peneiramento	18
2.1.2.2 Índices de consistência	19
2.1.2.2.1 Limite de liquidez (LL)	19
2.1.2.2.2 Limite de plasticidade (LP).....	21
2.1.2.2.3 Índice de plasticidade	22
2.1.3 Classificação dos solos.....	22
2.1.3.1 Sistema rodoviário de classificação dos solos TRB.....	23

2.1.3.2 Sistema unificado de classificação dos solos.....	24
2.1.4 Ensaios Geotécnicos.....	26
2.1.4.1 Ensaio de compactação (Proctor).....	26
2.1.4.2 Índice de suporte <i>Califórnia</i> (ISC).....	28
2.1.4.3 Cone de penetração dinâmica (CPD)	31
2.1.5 Correlações entre o ISC e CPD.....	33
2.1.5.1 Correlações existentes	34
CAPÍTULO 3	36
3.1 METODOLOGIA	36
3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa.....	36
3.1.2 Caracterização do local de extração das amostras	36
3.1.3 Instrumentos e procedimentos para coleta de dados.....	37
3.1.3.1 Granulometria conjunta	38
3.1.3.2 Índices de consistência	40
3.1.3.2.1 Limite de liquidez (LL)	40
3.1.3.2.2 Limite de plasticidade (LP).....	41
3.1.3.3 Proctor	41
3.1.3.4 Índice de suporte <i>Califórnia</i> (ISC).....	43
3.1.3.5 Cone de penetração dinâmica	46
3.1.4 Análise dos dados.....	48
CAPÍTULO 4	49
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÃO	49
4.1.1 Caracterização do solo	49
4.1.2 Proctor	50
4.1.3 Índice de suporte <i>Califórnia</i> (ISC)	51
4.1.4 Cone de penetração dinâmica (CPD)	53
4.1.5 Correlação entre índice de suporte <i>Califórnia</i> e cone de penetração dinâmica	54

CAPÍTULO 5	62
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	62
CAPÍTULO 6	63
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	63
REFERÊNCIAS.....	64
APÊNDICES	68

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

Uma estrutura de um dado pavimento deve suportar as cargas provenientes do tráfego, nas condições climáticas locais, de maneira a oferecer o funcionamento desejável para as suas funções de conforto ao rolamento e segurança ao usuário.

Devido ao baixo número de veículos associado à baixa carga por eixo que solicitavam as vias no passado, vários métodos de dimensionamento eram utilizados por engenheiros, de maneira relativamente fácil. Esses métodos trazem consigo certo grau de empirismo juntamente com experiência adquiridas pelos diversos órgãos rodoviários ao longo dos anos.

Segundo Ahlvin (1991), atribui-se o desenvolvimento do método de dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo uso do ISC ao engenheiro O.J.Porter do Departamento de Estradas da *Califórnia*. O critério básico utilizado é o de camadas granulares sobre o subleito de maneira a proteger esse de ruptura por cisalhamento.

Elaborado no estado americano da *Califórnia*, no ano de 1939, o ensaio Índice de Suporte *Califórnia* (ISC) é empregado na área rodoviária para determinação da capacidade de suporte de solos compactados. Sua metodologia é baseada na verificação entre a tensão necessária para realizar uma penetração específica de um pistão no corpo de prova e a tensão para produzir a mesma penetração numa mistura padronizada pela norma de brita estabilizada granulometricamente. O ensaio leva-se em média 72 horas para ser realizado, com isso há uma demora exagerada na elaboração dos projetos, (Donisete, 2015).

Por sua vez, o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) consiste em um ensaio onde crava-se a ponta cônica do aparelho, medindo sua penetração no solo conforme vai realizando os golpes. A introdução do equipamento é realizada por meio de golpes de martelo com peso e altura de queda pré-estabelecidos. Obtida a média de cravação da haste cônica do equipamento, o resultado o gerado um gráfico “Penetração x Número de Golpes”, no qual a inclinação média da curva entre os pontos fornece o índice de penetração dinâmica (SILVA, 2016).

Segundo o Departamento de Transporte de Illinois (IDOT, 2005), por se tratar de um equipamento simples, prático e de rápida execução, o CPD se mostra vantajoso quando comparado com outros equipamentos similares. Além de ser facilmente correlacionado com outros ensaios, dentre eles o ISC.

Com isso, este ensaio se torna uma boa alternativa para reduzir o tempo e simplificar avaliações do estado de compactação de solos. Tendo isto em vista, procura-se gerar correlações entre os ensaios CPD e ISC a fim de aperfeiçoar análises e avaliações geotécnicas.

Desta forma, o presente trabalho consiste na caracterização do solo e um estudo experimental para desenvolvimento de uma equação de correlação entre os índices CPD e ISC para amostra coletada na camada de subleito de um trecho da duplicação da BR 369, no município de Corbélia/PR.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Determinar a correlação matemática para estimar o valor do ISC (Índice de Suporte *Califórnia*) através do ensaio CPD (Cone de Penetração Dinâmica), e caracterizar o solo utilizado como subleito da duplicação da BR-369.

1.2.2 Objetivos específicos

- Avaliar propriedades físicas do solo no subleito da ampliação, através de ensaios em laboratório e determinar a umidade ótima à compactação através do ensaio de Proctor;
- Determinar o ISC do subleito através de correlações e de ensaios em laboratório e determinar o grau de penetração do solo por meio do ensaio de CPD (Cone de Penetração Dinâmica);
- Avaliar as correlações existentes entre CPD e ISC e propor uma nova correlação se for possível.

1.3 JUSTIFICATIVA

Atualmente no Brasil e no mundo existem diversas pesquisas sendo realizadas no intuito de desenvolverem correlações entre os ensaios de Cone de Penetração Dinâmica e o

Índice de Suporte *Califórnia*. Com a agilidade desses resultados é possível adiantar decisões sobre os métodos utilizados para melhor execução do serviço.

Depois do solo caracterizado, podem-se definir pesquisas específicas para cada tipo de solo, desta forma com o solo local caracterizado é possível determinar características únicas do material estudado. Sendo assim, é possível a montagem de um banco de dados com diferentes tipos de solo, onde possa ser utilizado para estudos em universidades.

Conforme Silva (2016), o ensaio de ISC é vastamente utilizado por órgãos rodoviários no Brasil e no mundo com objetivos de dimensionamento e controle de qualidade de solos compactados utilizados em pavimentação. Sendo assim, este trabalho teve o intuito de aprofundar os conhecimentos na área de ensaios para pavimentação, pois conhecer a capacidade de suporte de um solo pós-compactado que será utilizado em um projeto rodoviário é essencial para garantir um bom desempenho do pavimento ao longo de sua vida útil.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Qual é o tipo de solo utilizado na obra de duplicação da BR 369 e se é possível à utilização das correlações existentes?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Considerando pesquisas bibliográficas já efetuadas, é possível estabelecer uma correlação entre os ensaios de ISC e CPD, embora sua fórmula se aplique apenas para uma determinada umidade. Desta forma, será verificada a aplicabilidade das correlações existentes para o solo local considerando a variação da umidade.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa será limitada à classificação do solo e a correlação entre os ensaios de CPD (Cone de Penetração Dinâmica) e ISC (Índice de Suporte *Califórnia*) do material utilizado na

duplicação da BR 369 situada entre os quilômetros 497 e 502, no perímetro urbano do Município de Corbélia, Paraná.

Os ensaios serão realizados parte em laboratório (Classificação e ISC) e parte será *in loco*, sendo realizados 2 ensaios de Classificação (granulometria conjunta e índice de consistência), 2 ensaios de ISC e 8 ensaios de CPD. Restringindo-se apenas à classificação, e a verificação das correlações existentes, e se necessário propor uma nova correlação.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Solos

A estrutura do solo é definida como sendo o resultado da união de suas partículas primárias (areia, silte e argila) e outros componentes como os óxidos, os sais, a matéria orgânica e os calcários originando agregados com formas definidas, chamados também de elementos estruturais ou unidades estruturais (KIEHL, 1979). Ainda segundo DAS (2007), o solo é definido como agregado que não tem características cimentantes, e pode apresentar matéria orgânica composta de resíduos vegetais entre outras.

Para Vargas (1977), o solo é suporte para materiais terrestre, utilizados na construção civil, onde podem ser arrimados, escavados ou até mesmo perfurados. Muitas vezes é utilizado como base de estruturas de fundações. Para tal fim, possui a necessidade de ser estudado para que possam ser verificadas as suas características. Caputo (1983) define que solos são materiais resultantes do processo de intemperismo ou meteorização de rochas.

2.1.1.1 Solos Lateríticos

Conforme Melfi (1997), lateritas podem ser definidas como: “acumulações superficiais ou subsuperficiais de produtos provenientes do intenso intemperismo de rochas, desenvolvidos sob condições favoráveis a uma maior mobilidade dos elementos alcalinos, alcalinos terrosos, sílica e imobilização de ferro e de alumínio”. Ainda relata que a laterização é ocorre devido às condições de umidade e alta, características de regiões tropicais.

Cada tipo de laterita possui características mecânicas peculiares, desta forma os estudos sobre a composição mineralógica dos materiais é de suma importância já que podem auxiliar o meio geotécnico a compreender por que solos de índices geotécnicos semelhantes apresentam, em muitos casos, comportamento mecânico totalmente distinto (MELFI, 1997).

Décourt (2002) mostra que as argilas lateríticas apresentam rigidezes muito acima das argilas não lateríticas, apesar de elas apresentarem índice de resistência à penetração dos ensaios de SPT semelhante. Ainda segundo Decourt (2002) devido a maior resistência dos

solos lateríticos, todos os métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações subestimam o comportamento de fundações implantadas nesse tipo de solo.

2.1.1.2 Solos Colapsíveis

Cintra (1998) afirma que todos os tipos de solos quando exposto a uma carga sofrem algum tipo de deformação, sendo que esta deformação será diferente de solo para solo. Estas deformações ocorrem em solos não saturados e podem ser previstos no cálculo de fundações.

Cintra (1998) destaca que os solos, que quando umedecidos, sofrem bruscas e significativas reduções de volume sem que ocorra a variação da tensão a qual estão submetidos, são denominados de solos colapsíveis.

Inicialmente, acreditava-se que o fenômeno da colapsibilidade ocorria somente com a saturação máxima do solo (100%), mas estudos apresentam resultados contrários, pela qual não é necessária a inundação máxima do solo. De forma geral são gerados colapsos quando a saturação atinge de 70 a 80% (LOPES, 2011).

2.1.2 Ensaios de Caracterização

2.1.2.1 Granulometria conjunta

Segundo a UDESC (2005), o ensaio de granulometria conjunta é utilizado para determinar a distribuição granulométrica do solo. O ensaio de granulometria é dividido em duas partes distintas (análise granulométrica por peneiramento e análise granulométrica por sedimentação), empregadas conforme o tipo de solo e as finalidades do ensaio para cada caso particular. Os solos grossos (areias e pedregulhos), apresentando pouca ou nenhuma quantidade de finos, podem ter a sua granulometria determinada apenas pelo ensaio de peneiramento. Em solos com quantidades de finos significativas, deve submeter-se ao ensaio de granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação). A partir dos resultados obtidos desse ensaio, então é possível obter a curva de distribuição granulométrica, que possui grande importância na caracterização geotécnica do solo, principalmente no caso dos solos grossos.

O procedimento experimental para o ensaio de granulometria é dividido em três fases: Ensaios de Sedimentação; Peneiramento Fino; Peneiramento Grosso.

2.1.2.1.1 Preparação das amostras

Segundo a NBR 7181 (1984), deve ser seca uma quantidade estabelecida de solo ao ar (uma quantidade maior do que aquela que será utilizada no ensaio), quebrando-se os torrões e, em seguida, homogeneizasse o material cuidadosamente.

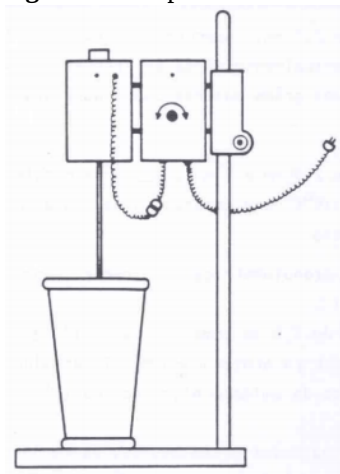
Para que o material ensaiado seja característico da jazida, a quantidade de solo a ser utilizada no ensaio deve ser obtida por quarteamento, obtendo desta forma uma fração de solo com o peso necessário para se realizar os ensaios (a quantidade de solo necessária para a realização do ensaio de granulometria é função do tipo de solo: solos grossos requerem uma maior quantidade de solo e vice-versa) (NBR 7181, 1984).

Conforme a NBR 7181 (1984) após a amostra seca deve pesar-se a amostra de solo e peneirar o material na peneira nº10 (abertura de 2,00mm). O material que fica retido é utilizado no peneiramento grosso. Enquanto que do material passante é retirada quantidades suficientes de solo para realizar-se os ensaios de peneiramento fino, ensaio de sedimentação, determinação do peso específico dos sólidos e para determinação do teor de umidade do solo.

2.1.2.1.2 Sedimentação

Para a realização do ensaio de sedimentação, utiliza-se a amostra, obtida conforme descrito anteriormente, com um peso compreendido de 120g para solos arenosos ou 70g para solos siltosos ou argilosos. O ensaio de sedimentação é realizado conforme o seguinte procedimento experimental: coloca-se a amostra em imersão por no mínimo 12hrs, com defloculante (solução de hexametáfosfato de sódio, 55g para cada litro de água destilada).

A realização do ensaio então inicia-se pela agitação da mistura no dispersor de partículas (Figura 1) por no máximo 15 minutos, dependendo de seu índice de plasticidade. Então transfere-se a mistura para uma proveta graduada, adicionando água destilada até completarem 1000ml e realiza-se o agitamento manual da mistura solo/água. Utilizando-se um densímetro (Figura 2) e um termômetro, registra-se as leituras de densidade e temperatura nos instantes de 30s, 1min, 2, 4, 8, 15, 30min, 1h, 2, 4, 8, 24h.

Figura 1 – Dispensador de Partículas

Fonte: NBR 7181 (1984).

Figura 2 – Densímetro

Fonte: UDESC (2005).

2.1.2.1.3 Ensaio de peneiramento

A NBR 7181 (1984) especifica que o peneiramento fino é realizado utilizando-se o material utilizado no ensaio de sedimentação, e retido na peneira nº200 (abertura de 0,075mm). Logo põe-se o material na nº200 (abertura de 0,075mm), lavando-o e em seguida colocando-o na estufa. Logo junta-se e empilha-se as peneiras de aberturas compreendidas entre as peneiras nº10 e nº200, embaixo da peneira de menor abertura será colocado o prato que recolherá o material passante por ela. Sobre a peneira de maior abertura será colocada a tampa para que se evite a perda de partículas no início do processo de vibração. Então adiciona-se o material seco no conjunto de peneiras e agita-se o conjunto mecânica (por 10 minutos com 1500 RPM) ou manualmente. E pesa-se a fração de solo retida em cada peneira.

Para realização do peneiramento grosso, utiliza-se o material que fica retido na peneira nº10 (abertura de 2,00mm), durante o ensaio de peneiramento fino, então as peneiras de aberturas maiores e igual a nº10 são colocadas uma sobre as outra com as aberturas das malhas em ordem decrescente. Logo o conjunto de peneiras será agitado e realiza-se a pesagem do solo retido em cada peneira (NBR 7181, 1984).

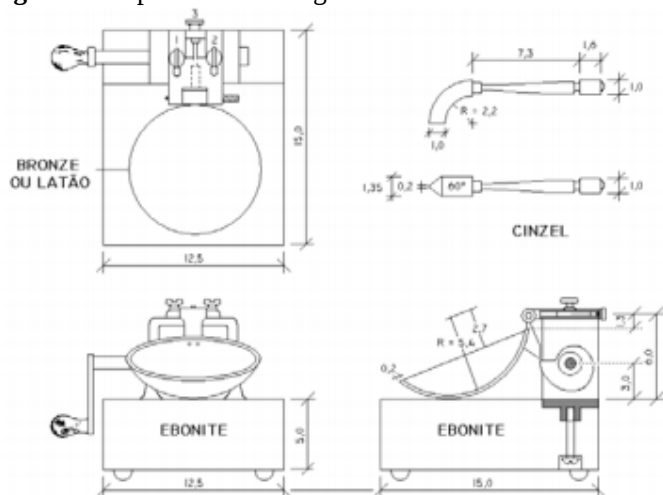
2.1.2.2 Índices de consistência

Segundo Caputo (1983) o índice de consistência é o valor que dá a proporção de umidade natural na amostra de solo, sendo dividido em: Estado líquido, solo com umidade muito elevada, se apresenta como um fluido denso; Estado plástico, devido à evaporação da água, o solo endurece e, para certa umidade (umidade do limite de liquidez) ele perde a capacidade de fluir, porém pode ser moldado e manter sua forma; Estado semi-sólido, com a continuação da perda de umidade, o estado plástico desaparece até que, para determinada umidade (limite de plasticidade) o solo se quebra ao ser trabalhado. Estado sólido, continuando a secagem, ocorre a passagem gradual para o estado sólido, a partir desta umidade (limite de contração), o solo deixa de se contrair. Para a classificação dos solos as umidades mais utilizadas são as do estado plástico (limite de liquidez) e semi-sólido (limite de plasticidade).

Segundo a NBR 6502 (1995), a consistência dos solos finos pode ser subdividida em muito moles (vazas), moles, médias, rijas e duras. Busca estabelecer o teor de umidade do solo no período de interesse para a utilização na prática, ou seja, entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade. As argilas moles, médias e rijas situam-se no estado plástico; as muito moles no estado líquido e as duras no estado semi-sólido. Quantitativamente, cada um dos tipos pode ser identificado quando se tratar de argilas saturadas, pelo seu índice de consistência (IC), do seguinte modo: muito moles $IC < 0$; moles $0 < IC < 0,50$; médias $0,50 < IC < 0,75$; rijas $0,75 < IC < 1,00$; duras $IC > 1,00$.

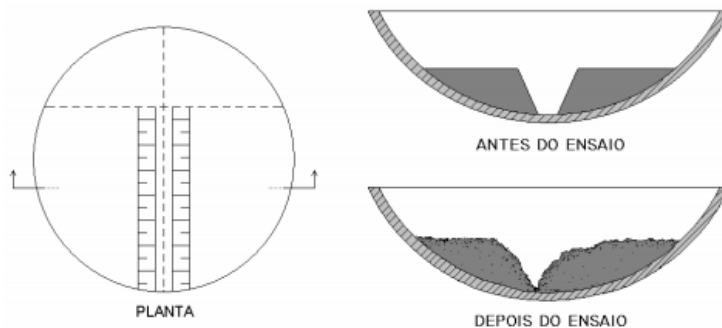
2.1.2.2.1 Limite de liquidez (LL)

No ensaio de limite de liquidez mede-se, indiretamente, a resistência ao cisalhamento do solo para um dado teor de umidade, através do número de golpes necessários para o deslizamento dos taludes da amostra. O limite de liquidez de um solo é o teor de umidade que separa o estado de consistência líquido do plástico e para o qual o solo apresenta uma pequena resistência ao cisalhamento. O ensaio utiliza o aparelho de Casagrande (Figura 3), onde tanto o equipamento quanto o procedimento são normalizados (NBR 6459, 1982).

Figura 3 – Aparelho de Casagrande

Fonte: NBR 6459 (1982).

Para realizar-se o ensaio, utiliza-se uma fração de material passante na peneira de #40 (0,42mm) de abertura e uma pasta homogênea deverá ser preparada e colocada na concha; utilizando o cinzel, deverá ser aberta uma fenda, conforme mostrado na Figura 4. Conforme a concha vai batendo na base, os taludes tendem a escorregar e a abertura na base da ranhura começa a se fechar. O ensaio continua até que os dois lados se unirem, longitudinalmente, por um comprimento igual a 10,0 mm, interrompendo-se o ensaio nesse instante e anotando-se o número de golpes necessários para o fechamento da fissura. O ensaio deve ser realizado repetidas vezes com variação de umidade entre elas, ou seja, adicionando-se um pouco de água no mesmo solo. Entre um ensaio e outro, desta forma a quantidade de golpes para fechamento da ranhura vai reduzindo e o teor de umidade aumentando.

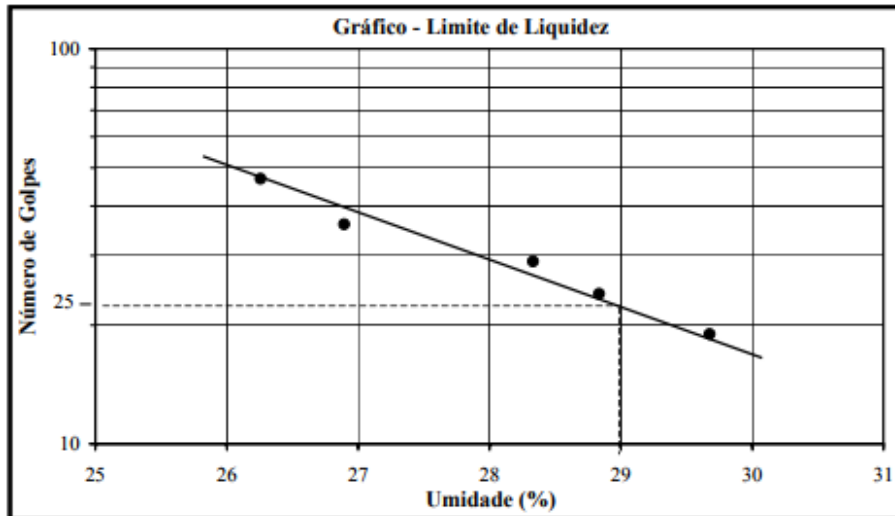
Figura 4 – Procedimento Indicado para Realização do Ensaio do Limite de Liquidez

Fonte: UDESC (2005).

Para a obtenção do resultado do ensaio de Limite de Liquidez é necessária a obtenção da umidade necessária para fechar a ranhura com 25 golpes para esta determinação

utiliza-se a Figura 5, onde são dispostos os dados em um par de eixos (número de golpes x umidade). Devem ser pelo menos quatro ensaios com golpes acima e abaixo de 25 golpes.

Figura 5 – Gráfico para Obtenção do Limite de Liquidez



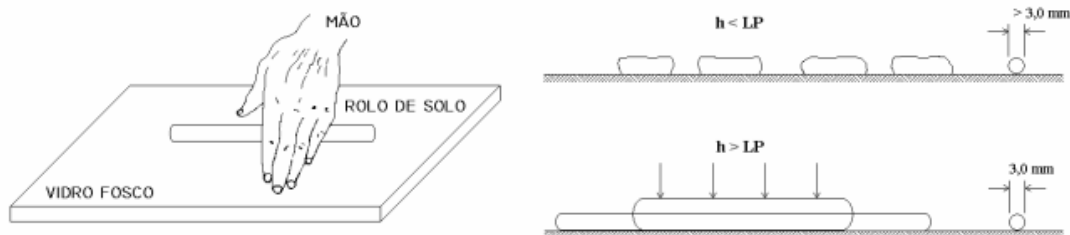
Fonte: UDESC (2005).

2.1.2.2.2 Limite de plasticidade (LP)

O limite de plasticidade corresponde a um teor de umidade do solo que para valores menores do que ele, as propriedades físicas da água não mais se igualam às da água livre ou de que o limite de plasticidade é o teor de umidade mínimo, no qual a coesão é pequena para permitir deformação, porém, suficientemente alta para garantir a manutenção da forma adquirida, ou seja, o limite de plasticidade é o extremo inferior do intervalo de variação do teor de umidade no qual o solo apresenta comportamento plástico.

O equipamento necessário à realização do ensaio é muito simples tendo-se, apenas, uma placa de vidro com uma face esmerilhada e um cilindro padrão com 3mm de diâmetro, conforme representado na Figura 6. O ensaio inicia-se rolando, sobre a face esmerilhada da placa, uma amostra de solo com um teor de umidade inicial próximo do limite de liquidez, até que, duas condições sejam, simultaneamente, alcançadas: o cilindro tenha um diâmetro igual ao do cilindro padrão e o aparecimento de fissuras (início da fragmentação). O teor de umidade do rolinho, nesta condição, representa o limite de plasticidade do solo. O ensaio é normalizado pela NBR 7180/82.

Figura 6 – Realização do Ensaio de Limite de Plasticidade



Fonte: UDESC (2005).

2.1.2.2.3 Índice de plasticidade

Segundo a NBR 7180 (1984), o índice de plasticidade relaciona o limite de liquidez, de plasticidade e às vezes o teor de umidade do solo. Fisicamente representaria a quantidade de água que seria necessário acrescentar a um solo, para que ele passasse do estado plástico ao líquido. Sendo definido como a subtração do LL pelo LP.

Este índice determina o caráter de plasticidade de um solo, assim, quando maior o “IP”, tanto mais plástico será o solo. Sabe-se, ainda, que as argilas são tanto mais compressíveis quando maior for o “IP” (NBR 7180/1984).

2.1.3 Classificação dos solos

A classificação de um solo é obtida a partir da avaliação dos dados morfológicos, físicos, químicos e mineralógicos do perfil que o representa. Aspectos ambientais do local do perfil, tais como clima, vegetação, relevo, material originário, condições hídricas, características externas ao solo e relações solo-paisagem, são também utilizadas (EMBRAPA, 2006).

A classificação de um solo se inicia no momento da descrição morfológica do perfil e na coleta de material no campo, que devem ser conduzidas conforme critérios estabelecidos nos manuais (Lemos e Santos, 1976), observando-se o máximo de zelo, paciência e critério na descrição do perfil e da paisagem que ele ocupa no ecossistema.

As características morfológicas devem ser relacionadas às profundidades de ocorrências para que haja a definição da seção de controle estabelecida para diferentes classes nos diversos níveis categóricos (EMBRAPA, 2006).

Segundo Pinto (2006), os sistemas baseados no tipo e no comportamento das partículas são os mais utilizados; os sistemas de classificação que se baseiam nas características dos grãos que constituem os solos têm como objetivo a definição de grupos que apresentam comportamentos semelhantes sob o aspecto de interesse da engenharia civil.

Segundo a NBR 6502 (1995) o solo pode ser classificado de acordo com sua faixa granulométrica, sendo dividido em bloco de rocha (diâmetro superior à 1,00m), matacão (60,00mm à 1,00m), pedregulho (2,0mm à 60,00mm), areia grossa (0,6mm à 2,00mm), areia média (0,2mm à 0,6mm), areia fina (0,06mm à 0,2mm), silte (0,06mm à 0,002mm) e argila (diâmetro inferior à 0,002mm).

2.1.3.1 Sistema rodoviário de classificação dos solos TRB

A classificação Transportation Research Board (TRB), também conhecida como (HRB) *Highway Research Board*, sendo definida em 1945, como um adequação do sistema americano imposto no ano de 1929 é o método mais utilizado para classificar solos. Um parâmetro adicionado nesta classificação é o índice de grupo (IG), que é um número inteiro variando de 0 a 20, baseado nos limites de Atterberg (LL e IP) do solo e na porcentagem de material fino que passa na peneira 0,075mm (nº 200). O índice de grupo define a capacidade de suporte do terreno de fundação de um pavimento. Os valores baixos do “IG” representam solos ótimos enquanto que valores altos de IG representam solos péssimos (DNER, 1996).

Segundos Dos Santos (2006) os solos podem ser classificados em oito grupos, de acordo com a granulometria das peneiras utilizadas (10, 40, 200), e de conformidade com os intervalos de variação dos limites de consistência e índice de grupo. Conforme mostra a Tabela 1, o solo é dividido primeiramente em dois grupos: solos grossos e solos finos.

Tabela 1 – Classificação TRB

Classificação Geral	Materiais Granulares (35% ou menos passando pela peneira n°200)						Materiais Silteosos e Argilosos (mais de 35% passando pela peneira n°200)				
Grupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Porcentagem que passa nas peneiras de abertura nominal: 2,00 mm 0,42 mm 0,075 mm	30 máx 30 máx 15 máx	50 máx 25 máx	51 mín 10 máx	35 máx 35 máx 35 máx	35 máx 35 máx 35 máx	35 máx 35 máx 35 máx	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín	
Características da fração que passa na peneira 0,42 mm											
Límite de Liquidez (%)	-	-	-	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de Plasticidade (%)	0 máx	0 máx	NP	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Índice de Grupo (IG)	0	0	0	0	0	≤ 4	≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20
Materiais predominantes	Pedra britada, pedregulho e areia		Areia fina	Areia e areia silteosa ou argilosa				Solos silteosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom						Regular a mau				

Fonte: DNER (1996).

Para a classificação são relacionados os dados obtidos pelos ensaios de consistência. Os solos granulares, que são considerados solos bons como leitos de rodovias são os que apresentam como classificação os grupos A1, A2 e A3 e que apresentam em geral porcentagem de material passante pela peneira 200 (0,075mm) inferior a 35% (DNER, 1996).

O DNER (1996) ainda retrata que os solos granulares têm índice de grupo compreendido entre 0 e 4, os solos silteosos entre 4 e 12 e os argilosos entre 12 e 20.

2.1.3.2 Sistema unificado de classificação dos solos

O sistema unificado de classificação dos solos (SUCS) é determinado a partir da classificação de Casagrande, sendo ajustada para utilização em laboratório e em campo, com simplificações que permitem a classificação sistemática. A classificação do solo é realizada através de um símbolo e de um nome; Os nomes dos grupos são simbolizados por um par de letras (Almeida, 2005).

Segundo Almeida (2005) os solos estão divididos em seis grupos: pedregulhos (G), areias (S), siltes inorgânicos e areias finas (M), argilas inorgânicas (C), e siltes e argilas orgânicos (O). Então o grupo é separado em subgrupos de acordo com suas principais propriedades e índices.

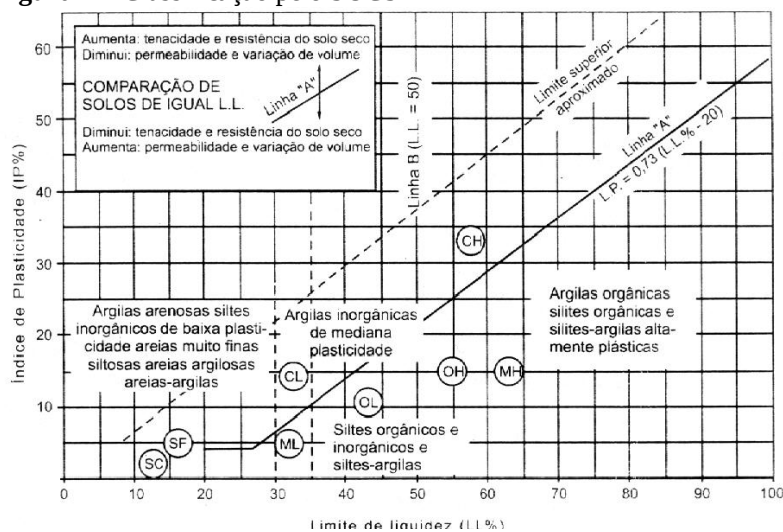
Conforme Almeida (2005), os solos grossos (pedregulhos e areias) com pouco ou nenhum material fino são classificados a partir de sua distribuição granulométrica como bem graduado (GW e SW) ou uniforme (GP e SP). Se o material possuir mais que 12% de finos,

suas propriedades devem ser consideradas na classificação. Como a porção fina pode ter influência crucial no comportamento do solo, os pedregulhos e areias têm outras duas subdivisões. Se o solo contiver de 5% a 12% de finos, deverá ser apresentado com símbolo duplo: primeiro o do solo grosso (GW, GP, SW, SP), acompanhado pelo que descreve a parcela fina. Aqueles com parcela fina de silte são representados por GM ou SM. Ainda se os finos possuem argilas plásticas, os solos classificam-se como GC ou SC, já se os finos são orgânicos, acrescentar “com finos orgânicos”. O material com maior índice de granulometria (Pedregulho ou Areia) possuir mais de 15% de outro material, acrescentar qual na nomenclatura qual o outro material (Ex: “com areia”).

Já para os solos finos, se o retido na peneira nº200 for maior que 30%, deve-se acrescentar, conforme o caso: “arenoso” ou “pedregulhoso”. Se possuir entre 15% e 30%, “com areia” ou “com pedregulho”. Para a classificação dos solos finos os índices mais importantes são os limites de consistência, utilizados para subdividir as argilas dos siltes, (Almeida, 2005).

Para a classificação é utilizada a Tabela 2 e são relacionados os dados dos ensaios do índice de consistência (Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade), a partir da Figura 7.

Figura 7 – Classificação pelo SUCS



Fonte: Milton Vargas, “Introdução à Mecânica dos Solos”, (1977).

Tabela 2 – Classificação SUCS

Processo para identificação no campo					Grupo	Designação característica	
SOLOS DE GRANULAÇÃO GROSSA Mais de metade da fração grossiera e maior que a abertura da peneira de malha nº 40	PEDREGULHOS Mais de metade da fração grossiera e maior que a nº 10	PEDREGULHOS PUROS (pouco ou nenhum fino)	Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas intermediárias	GW	Pedregulhos bem graduados, misturas de areia e pedregulho com pouco ou nenhum fino.		
			Predominância de um tamanho de grão ou graduação falhada (ausência de alguns tamanhos de grão)	GP	Pedregulhos mal graduados, misturas de pedregulho e areia com pouco ou nenhum fino.		
		POREGULHOS COM FINOS (apreciável quantidade de finos)	Finos não plásticos (ML ou MH).	GF	Pedregulhos siltosos, misturas de pedregulho, areia e silte mal graduados.		
			Finos plásticos (CL ou CH)	GC	Pedregulhos argilosos, misturas de pedregulho, areia e argila bem graduados.		
	AREIAS Mais que metade da fração grossiera menor que a nº 10	AREIAS PURAS (pouco ou nenhum fino)	Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas intermediárias	SW	Areias bem graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.		
			Predominância de um grão ou graduação falhada	SP	Areias mal graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.		
		AREIA COM FINOS (apreciável quantidade de finos)	Finos não plásticos (ML ou MH)	SF	Areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte.		
			Finos plásticos (CL ou CH ou OH)	SC	Areias argilosas, misturas bem graduadas de areia e argila.		
Processo de identificação executado sobre a fração < nº 40							
SOLOS DE GRANULAÇÃO FINA Mais que a metade do material é menor que a abertura de malha da # 200	ENSAIO EXPEDITO →	RESISTENCIA a SECO (esmagamento pelos dedos)	DILATANCIA (DILATÇÃO) (sacudindo na palma da mão)	RIGIDEZ (consistência na proximidade do LP)	A abertura da malha # nº 200 corresponde aproximadamente à menor partícula visível a olho nu		
	SILTOS E ARGILAS Limite de Liquidez menor que 50	nenhuma a pequena	rápida a lenta	nenhuma	ML	Siltos inorgânicos e areias muito finas, alteração de rocha, areias finas, siltosas ou argilosas com pequena plasticidade.	
		média a elevada	Nenhuma a muito lenta	média	CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras.	
		Pequena à média	lenta	pequena	OL	Siltos orgânicos e siltos argilosos orgânicos de baixa plasticidade	
	SILTOS E ARGILAS Limite de liquidez maior que 50	Pequena a média	Lenta a nenhuma	Pequena a média	MH	Siltos inorgânicos, micáceos ou diatomáceos, finos arenosos ou solos siltosos, siltos elásticos.	
		Elevada a muito elevada	nenhuma	elevada	CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade, argilas gordas.	
		Média a elevada	Nenhuma a muito lenta	Pequena a média	OH	Argilas orgânicas de média e alta plasticidade	
	TURFAS	Facilmente identificáveis pela cor, cheiro, porosidade e frequentemente pela textura fibrosa.				Pt	Solos com elevado teor de matéria orgânica

Fonte: Milton Vargas, “Introdução à Mecânica dos Solos”, (1977).

2.1.4 Ensaios Geotécnicos

2.1.4.1 Ensaio de compactação (Proctor)

De acordo com Caputo (1983), compactação de um solo subentende-se por processo manual ou mecânico que visa reduzir o volume de seus vazios e assim, aumentar sua resistência, tornando-o mais estável. A compactação possui o objetivo de melhorar suas características, não só quanto à resistência, mas também aos aspectos de permeabilidade, compressibilidade e absorção de água.

O ensaio de Proctor foi proposto no ano de 1933, pelo engenheiro americano Ralph Proctor, com o objetivo de determinar a umidade ótima e o peso específico máximo de um solo. No Brasil é padronizado pela NBR 7182 (1986).

Segundo a NBR 7182 (1986) o ensaio consiste em um recipiente cilíndrico, no qual uma amostra de solo será compactada em diversas camadas de acordo com sua energia de compactação (Tabela 3). Sendo aplicados determinados golpes a cada camada com o auxílio de um soquete (Figura 8). Concluída esta etapa, o material é pesado ainda no cilindro, descontando-se o peso do cilindro, obtendo assim o peso úmido da amostra. Então ocorre a extração do molde (Figura 9) e reutiliza-se o mesmo material com diferentes teores de umidade, determinando para cada um deles o peso específico aparente seco.

Tabela 3 – Energia de Compactação

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	<u>Energia</u>		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de Camadas	3	3	5
	Número de Golpes por Camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de Camadas	5	5	5
	Número de Golpes por Camada	12	26	55
	Altura do Disco Espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: NBR 7182 (1986).

Figura 8 – Compactação com soquete



Fonte: UFSCar, (2016).

Figura 9 – Extração do Proctor



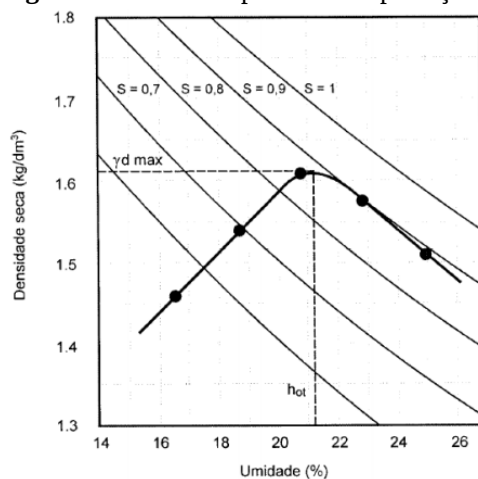
Fonte: UFSCar, (2016).

Segundo Grande (2003), Proctor percebeu que para uma energia de compactação constante, ao se adicionar água no solo, sua densidade aparente aumentava até certo ponto, chamado de umidade ótima. Ao acrescentar teores de umidade acima do ótimo a densidade torna a reduzir, pois o excesso de água absorve parte da energia de compactação e redistribui ao sistema, afastando assim as partículas sólidas.

A curva de compactação é traçada com base nos dados obtidos no ensaio de compactação para os diferentes teores de umidade. A umidade ótima ($w_{ótima}$) e o peso específico seco máximo ($\gamma_{d, \text{máx}}$) são obtidos no ponto máximo dessa curva. Para energias de

compactação crescentes a curva tende a se elevar cada vez mais e ficar mais a esquerda. Para o traçado da curva de compactação (Figura 10) é conveniente a determinação de pelo menos cinco pontos, dos quais dois se encontrem no ramo seco à esquerda da curva, um próximo à umidade ótima e os outros dois no ramo úmido à direita da curva (CAPUTO, 1983).

Figura 10 – Curva Típica de Compactação



Fonte: DNIT (2006).

2.1.4.2 Índice de suporte *Califórnia* (ISC)

O ensaio ISC foi idealizado pelo engenheiro O. J. Porter, Diretor da Divisão de Materiais do *Califórnia Highway Department*, em 1939. Com o objetivo de determinar a resistência dos materiais granulares empregados nos serviços de pavimentação, baseado na resistência do terreno à penetração (SENÇO, 1997).

Preliminarmente, Porter idealizou o ISC com o intuito de avaliar o comportamento de materiais granulares, sob a ação do tráfego, definindo desta forma as espessuras mínimas necessárias do pavimento a partir do índice de suporte do subleito, de modo a limitar tensões e protegê-lo da ruptura (SANTOS E GUTH, 2015).

Para a determinação do ISC, O. J. Porter fixou um material como padrão que tem $\text{ISC} = 100\%$, este material pode ser associado à pedra britada. Já os demais materiais serão relacionados, em termos de porcentagem, com esse material padrão (6,09MPa para 2,54mm e 103,5MPa para 5,08mm), através da Equação 1.

$$ISC = (P/P_t) \times 100 \quad (1)$$

Onde:

P = Pressão exercida para penetração na amostra;

P_t = Pressão exercida para penetração na amostra padrão de pedra britada.

Segundo Guedes (2008), o ensaio para determinação do ISC consiste em determinar uma relação carga-penetração de uma haste de seção transversal circular de área igual a 3 polegadas quadradas (19,35 cm²), que atua em amostra de solo, compactada à umidade ótima e densidade máxima, com uma velocidade de carga de 0,05 polegadas por minuto, ou seja, 1,27 mm por minuto.

Quanto mais baixo valor de ISC, aponta um solo ruim para o suporte rodoviário, desta forma acaba exigindo camadas de base e sub-base mais espessas ou a utilização de camadas de reforço (SANTOS e GUTH, 2015).

Segundo a NBR 9895/87, os materiais necessários (Figura 11) para a realização do ensaio de ISC em laboratório, são os seguintes: Balança; Peneiras com abertura de 19 e 4,8 mm; Estufa; Molde cilíndrico com base perfurada, cilindro complementar de mesmo diâmetro e disco espaçador metálico; Soquete; Prato perfurado com haste central ajustável; Porta-extensômetro; Disco anelar de face para sobrecarga; Extensômetro; Prensa; Papel filtro.

Figura 11 – Equipamentos para Execução do ISC



Fonte: Fernandes (2015).

O ensaio de ISC será constituído basicamente em quatro etapas: preparação da amostra, moldagem do corpo de prova (estas sendo as mesmas realizadas no ensaio de

Proctor), ensaio de expansão e ensaio de penetração. Segundo estabelece a NBR 9895/87 para a execução do ensaio para determinação do Índice de Suporte *Califórnia* (ISC), recomenda uma amostra com cerca 50 kg de material, sendo preparada de acordo com a NBR 6457.

Após a moldagem dos corpos de prova com o teor ótimo de compactação, será realizado o ensaio de expansão com o objetivo de medir o aumento do volume do solo do corpo de prova quando submetido ao aumento do teor de umidade, pela qual foram submersas as amostras em um tanque d'água, por um período de quatro dias (Figura 12). Durante este período, serão realizadas leituras de expansão com o auxílio de um extensômetro de 24 em 24 horas (SANTOS E GUTH, 2015).

Figura 12 – Corpo de Prova Imerso na Água

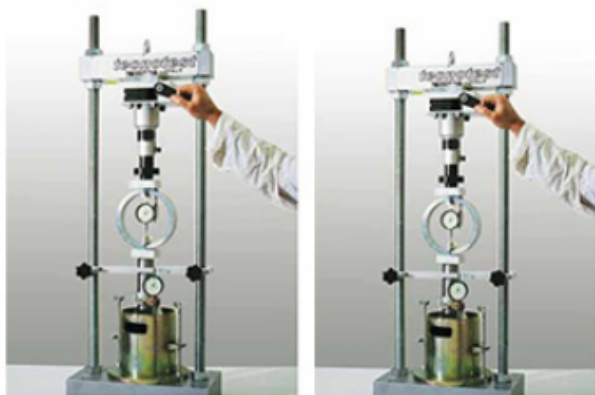


Fonte: UFSCar, (2016).

Após o registro da última leitura as amostras serão retiradas da imersão e deixadas em repouso durante 15 minutos; após isso se iniciará o Ensaio de Penetração.

O Ensaio de Penetração consiste na aplicação de carga no molde através de uma prensa (Figura 13). Para o cálculo do Índice de Suporte *Califórnia* (ISC) será seguida a metodologia da NBR 9895/87.

Figura 13 – Ruptura do ISC na Prensa



Fonte: UFSCar, (2016).

A penetração do pistão será realizada a uma velocidade de 0,5 polegadas/minuto (1,27mm/min), conforme estabelecido em Norma. E serão feitas anotações do extensômetro do anel a cada 30 segundos.

Conforme Santos e Guth (2015), todas as leituras registradas no extensômetro referem-se à penetração do pistão do solo, oriundas da carga aplicada pelo pistão. A pressão será determinada pela multiplicação entre a leitura do extensômetro com sua respectiva constante. Então se obtém a pressão nas penetrações estabelecidas por norma (2,54 e 5,08mm) e utiliza-se a mesma para determinação do valor de ISC.

2.1.4.3 Cone de penetração dinâmica (CPD)

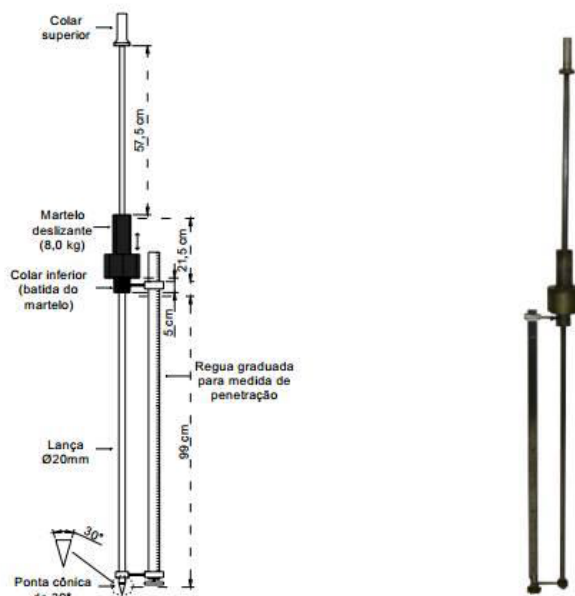
Segundo Lima (2000), o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) vem sendo usado e estudado por muitos pesquisadores na área desde sua criação no ano de 1956. A criação do CPD teve o objetivo de produzir um equipamento que de forma simples e versátil, pudesse verificar as propriedades mecânicas do solo *in situ* (Amini, 2003).

Países como África do Sul, Argentina, Chile, Estados Unidos, Inglaterra, Israel, Malásia utilizam esse ensaio pela rapidez e praticidade para se alcançar os resultados e por ter um baixo custo e não ser necessário abrir uma trincheira para realização do ensaio é muito mais utilizado para determinação da capacidade de suporte do solo em vez do ensaio de Índice de Suporte *Califórnia* (ISC), afirma (LIMA, 2000).

Segundo Silva Júnior *et al*, (2005), o CPD é constituído por uma dupla de lanças metálicas, acopladas por um batedor. A lança inferior possui uma ponta cônica, a qual é introduzida ao solo por meio de golpes no colar inferior, com uma altura pré-estabelecida. A resistência do material analisado é medida através da penetração exercida pelo golpe, muitas vezes medidas em milímetros ou em polegadas. O CPD não atua com velocidade constante, ele trabalha com uma energia cinética conhecida que faz com que ocorra a penetração da ponta cônica no solo, o que determina a resistência da camada analisada.

Guedes (2008) mostra que o equipamento utilizado (Figura 14) é uma haste que contém 575 mm de altura e um martelo correção de massa igual a 8 kg. A penetração do cone é medida por uma régua graduada que é fixa a superfície e paralela a haste de sustentação do equipamento.

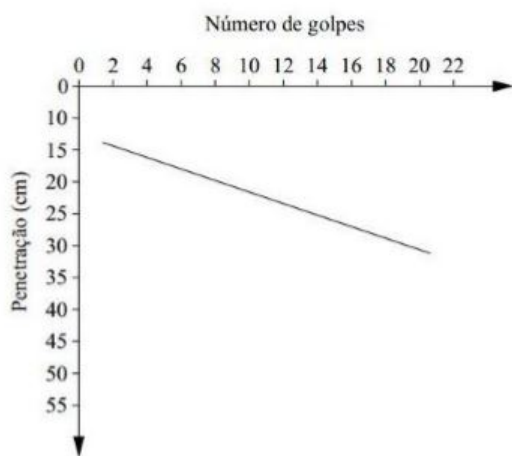
Figura 14 – Equipamentos para execução do CPD



Fonte: Guedes (2008).

A primeira leitura do ensaio é descartada, pois a superfície onde o cone é apoiado não é igual à superfície dos golpes posteriores, então com a penetração obtida após os outros nove golpes, pode-se realizar a curva no gráfico cartesiano (Figura 15), onde se tem a penetração versus o número de golpes (TRICHÊS e CARDOSO, 1999).

Figura 15 – Penetração x Número de Golpes



Fonte: Jordão (2009).

O Índice de Penetração Dinâmica é expresso pela Equação 2:

$$\text{CPD} = \frac{\text{PENETRAÇÃO}}{\text{Nº DE GOLPES (9)}} \quad (2)$$

Silva Júnior *et al.* (2005), afirma que o ensaio de CPD contém algumas limitações, tais como: A grande variação dos resultados no caso de grandes extensões com materiais granulares; O uso do CPD para materiais com diâmetro nominal, das partículas de agregados maiores que duas (02) polegadas são questionáveis; Algumas das relações existentes de resistência são somente aplicáveis em certos tipos de materiais e circunstâncias, e não a todos os casos; A influencia da umidade do material, já que a mesma pode facilitar ou dificultar a penetração.

2.1.5 Correlações entre o ISC e CPD

As correlações entre ISC e CPD são obtidas através de diversos ensaios feitos em diferentes condições. Com eles, busca-se sempre a relação do índice de suporte dado pelo ISC e o índice de penetração fornecido pelo CPD (BERTI, 2005).

A correlação de resultados de ensaios é cobijada para se estabelecer os valores entre testes de um mesmo material. Valores provenientes de ensaios são uma função do método de realização do ensaio, do teor de umidade e da densidade (YODER, 1959).

Os autores desses estudos, em geral, fundamentam as determinações dessas correlações a partir das seguintes alegações: a avaliação estrutural do subleito ou de camadas de pavimentos existentes através da determinação do ISC, *in situ*, é trabalhosa e demorada, dificultando a realização desse processo na maioria das situações em que o tráfego de veículos está liberado (SILVA JÚNIOR, 2005).

As correlações podem variar muito, pois levam em conta o material que está sendo correlacionado, o teor de umidade e a região onde serão realizados os ensaios. Pode também variar o equipamento utilizado, variando a ponta da lança de penetração, a qual pode variar entre 30° a 60° (TRICHÊS e CARDOSO, 1999).

Um estudo feito por Trichês e Cardoso (1998), mostra que um ensaio de ISC em laboratório pode gerar uma dispersão de até 40% na variação de seus resultados.

Segundo Vertamati e Oliveira (1997), os resultados do CPD apresentam um menor grau de dispersão dos seus resultados, comparando com valores obtidos com ensaios de ISC.

Vários autores desenvolveram correlações empíricas entre a resistência à penetração e às medias do ISC. Essas correlações são obtidas através de análises de regressão dos resultados.

Segundo Berti (2005) os dados podem ser analisados por meio de modelos lineares, logarítmicos, exponenciais ou bi-logarítmicos (Log x Log). O modelo matemático que melhor descreve a relação entre ISC X CPD é o do tipo Log x Log, com o ISC sendo a variável dependente e o CPD como variável independente (Equação 3).

$$\text{Log(ISC)} = a + b.\text{Log(CPD)} \quad (3)$$

Onde:

ISC = Índice de Suporte *Califórnia* (em porcentagem);

CPD = Índice de penetração do CPD (mm/golpe);

a e b = constantes que podem variar conforme o autor da pesquisa.

2.1.5.1 Correlações existentes

Os autores Rohm e Noqueira, no ano de 1990, desenvolveram uma correlação matemática entre os ensaios de Índice de Suporte *Califórnia* (ISC) e Cone de Penetração Dinâmica (CPD), de um solo arenoso fino laterítico, no Interior do estado de São Paulo.

Com a descoberta dessa formula, o modo de se realizar ensaios ficou muito mais fácil, abrindo as portas para novos pesquisadores desenvolverem formulas para tipo de solos e regiões diferentes

A Tabela 4 apresenta fórmulas desenvolvidas no Brasil para correlacionar os ensaios de Índice de Suporte *Califórnia* (ISC) e Cone de Penetração Dinâmica (CPD).

Tabela 4 – Correlações entre ISC x CPD

Autores	Região do Solo Estudado	Correlação Encontrada
Rohm e Noqueira (1990)	Solos Arenosos Finos Lateríticos/SP	$\text{Log}(\text{Mini-ISC}) = 2,034 - 1,115.\text{Log}(\text{CPD})$
Vertamatti e Oliveira (1997)	Guaratinguetá/SP e Vale do Paraíba/SP	$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,490 - 1,057.\text{Log}(\text{CPD})$
Nogami e Vilibor (1998)	Solo de Comportamento Laterítico	$\text{Log}(\text{Mini-ISC}) = 2,486 - 1,179.\text{Log}(\text{CPD})$
Cardoso e Trichês (1998)	Duplicação da BR-101/SC	$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,710 - 1,250.\text{Log}(\text{CPD})$
		$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,181 - 1,030.\text{Log}(\text{CPD})$
Lima (2000)	Maringá/PR, Taubaté/SP, Palmas/TO e São Carlos/SP	$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,809 - 1,288.\text{Log}(\text{CPD})$
	Estado do Paraná	$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,647 - 1,300.\text{Log}(\text{CPD})$
Berti (2005)	Campo da UNICAMP	$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,010 - 1,010.\text{Log}(\text{CPD})$
		$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,550 - 1,260.\text{Log}(\text{CPD})$
Silva Junior (2005)	Aeroporto de Parnaíba/PI	$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,717 - 1,247.\text{Log}(\text{CPD})$
Santos e Guth (2015)	FAG - Cascavel – PR	$\text{ISC} = (0,0042w^2 - 0,167w + 2,5062) * 10^{(2,809 - 1,288.\text{Log}(\text{CPD}))}$

Fonte: Guedes (2008).

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa

Trata-se de um estudo experimental com o solo utilizado na camada de subleito da duplicação da BR-369, localizado na cidade de Corbélia/PR, através do qual será caracterizado o solo e correlacionado os ensaios de Índice de Suporte *Califórnia* e Cone de Penetração Dinâmica.

A pesquisa foi realizada de forma quantitativa e descritiva. Considerada quantitativa, pois baseou-se na coleta de dados, com o emprego de equipamentos e métodos específicos de experimentação. Além disso, é declarada descritiva, visto que tende a correlacionar conceitos teóricos com levantamentos de dados. No presente estudo, a pesquisa teve o objetivo de caracterizar e obter uma relação que possibilite compreender diferentes teores de umidade na camada do subleito da duplicação da BR-369 em Corbélia – PR.

3.1.2 Caracterização do local de extração das amostras

Para uma obtenção de dados mais precisos, foram utilizadas duas amostras de solo retiradas de uma das jazidas da obra de duplicação rodoviária, localizada no perímetro urbano da cidade de Corbélia, Paraná. A obra possui uma extensão de 5,3 Km (Figura 16) e terá uma movimentação de terra de cerca de 300.000 m³.

Figura 17 – Local da Retirada da Amostra



Fonte: Autor (2017).

3.1.3.1 Granulometria conjunta

Para a caracterização e classificação do material utilizado no presente estudo o mesmo foi submetido ao ensaio de granulometria conjunta, da qual para a realização foi obedecida as instruções estabelecidas pela NBR 7181/1984.

O ensaio iniciou-se pelo destorroamento de cerca de 1000 g do material, para posterior secagem em estufa durante 24 horas à temperatura constante de 110 °C. Depois de seco, foram separados (Figura 18–1) e imersos 70g do material em solução defloculante (mistura feita em laboratório com 55g de hexametáfosfato de sódio para cada 1000 ml de água, além do uso de cloreto de sódio para adequar o Ph da solução), após 12 horas a mistura foi submetida à agitação durante 15 minutos com o auxílio do dispersor de partículas (Figura 18–2).

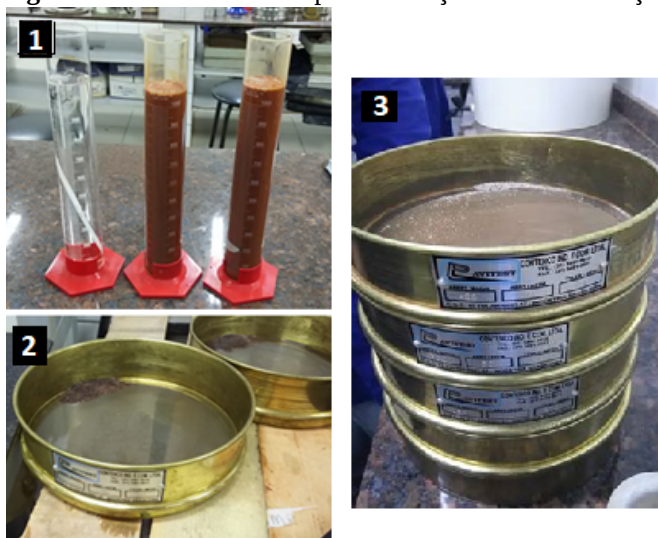
Figura 18 – Procedimentos para Execução da Sedimentação e Peneiramento



Fonte: Autor (2017).

Após a agitação das partículas ocorreu à transferência para uma proveta graduada (Figura 19–1), onde realizaram-se leituras de temperatura e densidade nos tempos estabelecidos pela NBR 7181/1984. Após a realização da última leitura, o material foi despejado sobre a peneira 200 (0,075 mm) (Figura 19–2), e com o material retido foi realizada novamente a secagem no material em estufa. Depois de seco o material foi submetido ao peneiramento fino, onde montou-se o jogo de peneiras (nº 10, 16, 30, 40, 50, 100, 200 e fundo) (Figura 19–3) e submeteu-se o mesmo à agitação por meio do agitador de peneiras, após isto foram pesadas a quantidade de material retido em cada peneira.

Figura 19 – Procedimentos para Execução da Sedimentação e Peneiramento



Fonte: Autor (2017).

3.1.3.2 Índices de consistência

Foram executados os ensaios de Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP), sendo obedecidas as orientações das NBR 6459/1984 e NBR 7180/1984, respectivamente. O índice de plasticidade consiste na subtração do LL pelo LP.

3.1.3.2.1 Limite de liquidez (LL)

Para a realização do Limite de Liquidez utilizaram-se cerca de 200g de material previamente seco e passante na peneira 40 (0,42 mm), o material foi adicionado à uma cápsula de porcelana, onde adicionaram-se pequenas quantidades de água destilada até que se obtivesse uma pasta homogênea. Após a obtenção da mistura, parte da mesma foi transferida para a concha do aparelho de Casagrande. Assim com o auxílio do cinzel o material foi dividido em duas partes (Figura 20).

Figura 20 – Ensaio de Limite de Liquidez



Fonte: Autor (2017).

Então a concha do aparelho foi corretamente posicionada e submetida ao ensaio, por meio de golpes com uma velocidade constante de dois golpes por segundo, até que as duas partes do material se unissem.

Após anotou-se o número de golpes necessários para a união e coletou-se uma parcela da amostra para determinação do teor de umidade através da secagem da amostra estufa por 24 horas com temperatura de 110 °C. Este procedimento foi repetido até que fossem obtidos quatro pontos cujo necessitaram de 15 a 35 golpes para a união das bordas.

3.1.3.2 Limite de plasticidade (LP)

Para o Limite de Plasticidade retirou-se uma pequena fração (cerca de 10g) do material utilizado no primeiro ponto do ensaio de Limite de Liquidez. Então com essa parcela da amostra foram feitos quatro cilindros com aproximadamente 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento (Figura 21).

Figura 21 – Ensaio de Limite de Plasticidade



Fonte: Autor (2017).

Posteriormente, foi determinada a massa de cada cilindro e transferido o mesmo para estufa, para secagem durante 24 horas com temperatura constante de 110 °C, obtendo-se a massa seca e consequentemente o teor de umidade.

Depois de realizados os ensaios de caracterização em laboratório, o material foi classificado através do método TRB e SUCS.

3.1.3.3 Proctor

Para a moldagem foram separadas 3000g de solo em estado natural, seco ao ar e destorroado passante na peneira com abertura de 0,42mm. Pela qual aplicou-se energia normal de compactação, sendo moldados cinco corpos de prova com reuso de material, dos quais três se encontraram com umidade abaixo da ótima e os outros dois acima. Foram utilizados cilindros pequenos com volume de 1000 cm³ e diâmetro de 10 cm, enquanto o soquete adotado também era pequeno e possui peso de 2,5 Kg. A compactação se deu em com três camadas com 26 golpes por camada.

Iniciou-se o ensaio com uma umidade de aproximadamente 28% (determinada através do ensaio da frigideira), cerca de 6% abaixo da umidade ótima presumível. Nas etapas seguintes, foram adicionados 3% de água (60 ml) (Figura 22–1), na qual a mistura ocorreu de maneira homogênea, uma forma de identificar se o solo está homogeneizado foi a análise de se sua cor se encontrava uniforme.

Logo foi realizada a moldagem (Figura 22–2), e então foi retirado o cilindro complementar e realizou-se a escarificação (retirada do excesso de material) do molde (Figura 22–3), assim foi registrada a massa do material ainda no cilindro (Figura 22–4), posteriormente foi extraído o corpo de prova do cilindro (Figura 22–5), após foi despedaçado o corpo de prova e passado novamente na peneira 40 para a reutilização do material.

Figura 22 – Procedimentos para ensaio de Proctor



Fonte: Autor (2017).

Determinada a massa natural do solo e conhecido o volume de cada cilindro é determinada a massa específica natural de cada cilindro. Ainda após a moldagem do corpo de prova cilíndrico foram coletadas três amostras para realização do ensaio de umidade em estufa. Desta forma com os dados foi possível determinar a massa específica seca dos corpos de prova moldados pelo ensaio de Proctor através da Equação 4.

$$Y_d = \frac{M_w \times 100}{V(100+W)} \quad (4)$$

Onde:

Y_d = massa específica aparente seca;

M_w = peso úmido do solo compactado;

V = volume útil do molde cilíndrico;

W = teor de umidade do solo compactado.

3.1.3.4 Índice de suporte *Califórnia* (ISC)

O Índice de Suporte *Califórnia* é baseado na NBR 9895/1987. Para o estudo foram moldados três corpos de prova grande com energia normal de compactação (doze golpes do soquete grande em cada uma das cinco camadas).

Primeiramente foram peneirados 5000g de solo passante na peneira $\frac{3}{4}$ " (abertura de 19mm) (Figura 23–1) e posteriormente adequou-se o mesmo à umidade ótima (Figura 23–2) obtida através do Ensaio de Proctor.

Figura 23 – Procedimentos para a Moldagem dos Corpos de Prova do ISC



Fonte: Autor (2017).

Então foi iniciado o processo de moldagem, começando pela colocação do disco espaçador e do papel filtro, logo foi adicionado o material realizando a devida compactação (Figura 24–1). Depois de moldado foi retirado o cilindro complementar e escarificado (retirado o excesso de material) o molde (Figura 24–2).

Figura 24 – Procedimentos para a Moldagem dos Corpos de Prova do ISC



Fonte: Autor (2017).

Após a moldagem, o corpo de prova foi preparado para o ensaio de expansão, onde se adicionou o prato perfurado com a haste de expansão e sobre ele dois discos anelares com massa de 4550g (Figura 25–1), assim foi apoiado o extensômetro sobre o corpo de prova (Figura 25–2). Então registrou-se a primeira leitura e o molde foi submerso em água por 96 horas (4 dias), registrando os valores de expansão a cada 24 horas (Figura 25–3).

Figura 25 – Procedimentos para a Realização do Ensaio de Expansão



Fonte: Autor (2017).

Depois de retirado da imersão, retiraram-se os discos anelares, o prato perfurado e o papel filtro (Figura 26–1), logo o mesmo foi deixado em repouso por 15 minutos com o intuito de ser escoada a água do molde (Figura 26–2). Então submetido ao rompimento através de prensa hidráulica (Figura 26–3 e Figura 26–4), registrando as pressões obtidas em cada instante.

Figura 26 – Procedimentos para o Ensaio de Penetração



Fonte: Autor (2017).

Logo para a obtenção do ISC utilizou-se a Equação 5, onde foram consideradas as pressões para as penetrações de 2,54mm e 5,08mm, e adotado o maior valor de ISC obtido dentre os dois, conforme estabelecido pela NBR 9895/87.

$$ISC = \frac{P \times 100}{P_t} \quad (5).$$

Onde:

P = Pressão exercida para penetração na amostra;

P_t = Pressão exercida para penetração na amostra padrão de pedra britada (6,09 MPa para 2,54mm e 13,5 MPa para 5,08mm).

3.1.3.5 Cone de penetração dinâmica

O Cone de Penetração Dinâmica é constituído por uma dupla de lanças metálicas com aproximadamente uma altura de 2 metros, acopladas por um batedor responsável pelo impacto da penetração de 8 kg. A lança inferior possui uma ponta cônica com ângulo de 30° , a qual é introduzida ao solo por meio de golpes no colar inferior, com uma altura pré-estabelecida (Figura 27). A resistência do material analisado é medida através da penetração exercida pelo golpe

Figura 27 – Aparelho para ensaio do CPD



Fonte: Autor (2017).

O ensaio CPD foi realizado segundo os princípios da norma americana ASTM D6951/2003. Realizaram-se 2 ensaios, um em cada lado da pista (Figura 28), a cada 50 metros em uma extensão de 200 metros.

Figura 28 – Locais onde foram realizados os ensaios de CPD



Fonte: Autor (2017).

O ensaio consistiu basicamente em cinco etapas, primeiramente foi realizado o posicionamento e nivelamento do equipamento, então foi executado um golpe (desconsiderado no deslocamento) para uma prefixação do equipamento, logo executaram-se nove golpes com o martelo do equipamento (Figura 29), registrou-se o deslocamento da penetração obtida após os 9 golpes em cada ensaio, e foram coletadas amostras de todos os pontos para a determinação do teor de umidade em cada ensaio.

Figura 29 – Execução do Ensaio de CPD



Fonte: Autor (2017).

3.1.4 Análise dos dados

Após a realização dos ensaios geotécnicos, analisaram-se os dados com o intuito de se obter a correlação entre os mesmos, cujo método deu-se pela determinação dos valores de ISC através das fórmulas de Lima (2000) (Equação 6 e Equação 7), visto que tratam-se de fórmulas realizadas para o solo do Paraná, tendo assim características mais semelhantes para com o material local. Além de ser utilizada a fórmula de Santos e Guth (2015) (Equação 8), por se tratar de uma correção da equação de Lima (2000) e ter sido determinada para o solo de Cascavel – PR.

$$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,647 - 1,300.\text{Log}(\text{CPD}) \quad (6)$$

$$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,809 - 1,288.\text{Log}(\text{CPD}) \quad (7)$$

$$\text{ISC} (\%) = (0,0042w^2 - 0,167w + 2,5062) * 10^{(2,809 - 1,288.\text{Log}(\text{CPD}))} \quad (8)$$

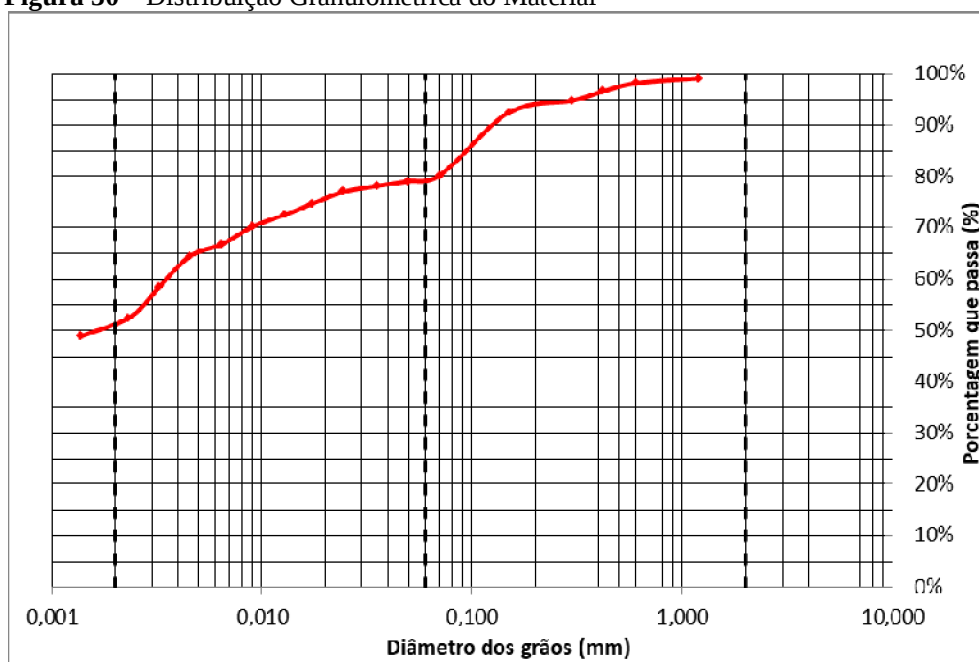
CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1.1 Caracterização do solo

Para caracterizar mecanicamente o solo obtido no local de estudo foram feitos ensaios de granulometria conjunta e os ensaios do índice de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade). Com os dados foi possível classificar o solo de acordo com os sistemas unificado e rodoviário. A Figura 30 apresenta a curva referente a curva granulométrica do material de estudo.

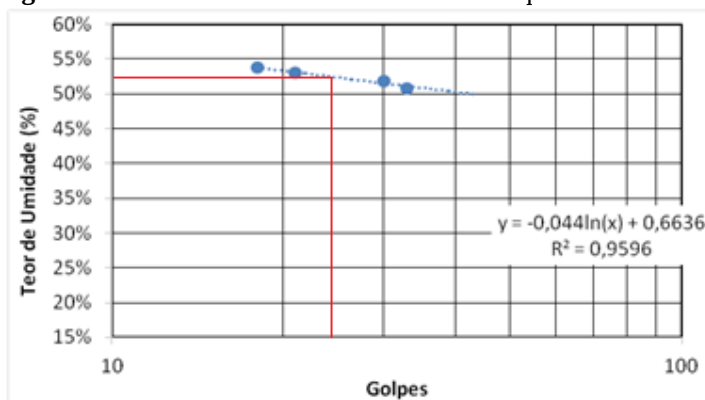
Figura 30 – Distribuição Granulométrica do Material



Fonte: Autor (2017).

O solo local tem na sua composição 78% de material fino e 22,0% de material granuloso, onde está disposto em 51,0% de argila, 27,0% de silte e 22,0% de areia. Á análise não apontou material pedregulhoso no ensaio de peneiramento. Obtendo desta forma um solo denominado por Argila-siltosa.

Para a obtenção do Limite de Liquidez é necessário determinar o seu valor para 25 golpes, cuja formula é estabelecida pela Figura 31, conforme estabelecido pela NBR 6459/1987.

Figura 31 – Resultados Ensaio de Limite de Liquidez

Fonte: Autor (2017).

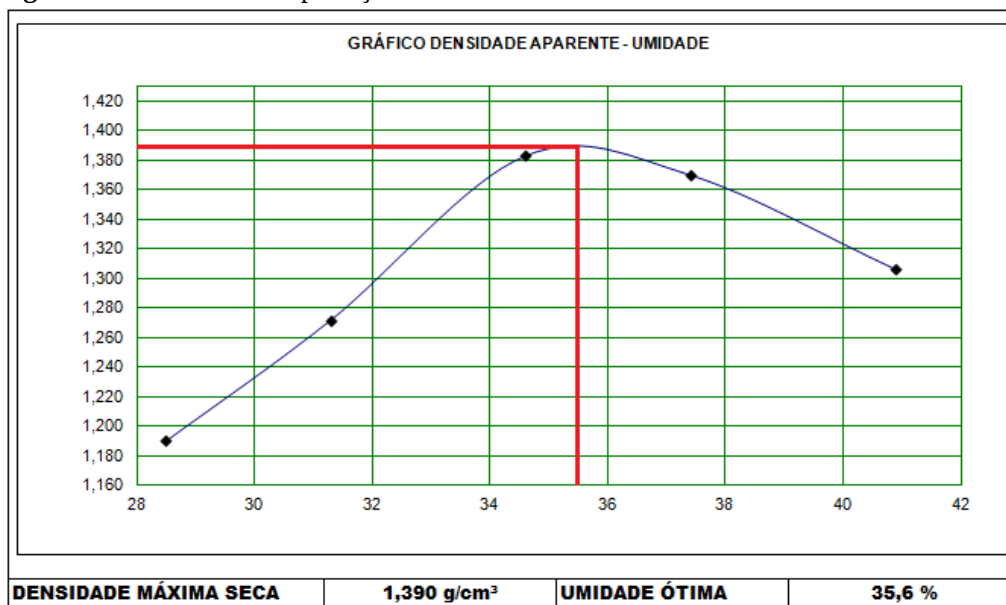
Desta forma foi obtida uma umidade de 52,19% para o limite de liquidez, além de serem obtidos 40% para o limite de plasticidade e consequentemente 12,19% para o índice de plasticidade.

Com esses dados também foi classificado pelo Gráfico de Plasticidade de Casagrande, onde se classifica solos com mais de 50% de partículas passantes na peneira #200. Segundo a classificação conforme o Gráfico de Plasticidade de Casagrande, o solo foi classificado como MH (*silt of high plasticity*) que significa silte de alta plasticidade.

Já pela classificação HRB (*Highway Research Board*), tabela adotada pelo DNIT (2006) no Brasil, o resultado da amostra analisada foi do grupo A-7-5 (Solos Silto-Argilosos), e o $IG < 20$. Para este tipo de solo sua classificação é de Solos Argilosos, e sua classificação quanto ao Sub Leito é de Regular a Mau.

4.1.2 Proctor

Com os valores de peso específico seco e umidade, obtidos no ensaio, traçou-se a curva de compactação (Figura 32), da qual foi determinado o peso específico seco máximo e a umidade ótima.

Figura 32 – Curva de Compactação

Fonte: Autor (2017).

A partir desses resultados, constatou-se que, para energia de compactação normal, a argila-siltosa utilizada nas obras de duplicação da BR-369 apresenta uma densidade máxima de 1,390 g/cm³, além de uma umidade ótima de 35,6%.

4.1.3 Índice de suporte *Califórnia* (ISC)

Após o registro de todos os dados da expansão os mesmos foram tabelados (Tabela 5), verificando desta forma que o material possui uma expansão média de 0,41%, apresentando desta forma uma expansão em concordância com a NBR 9895/87.

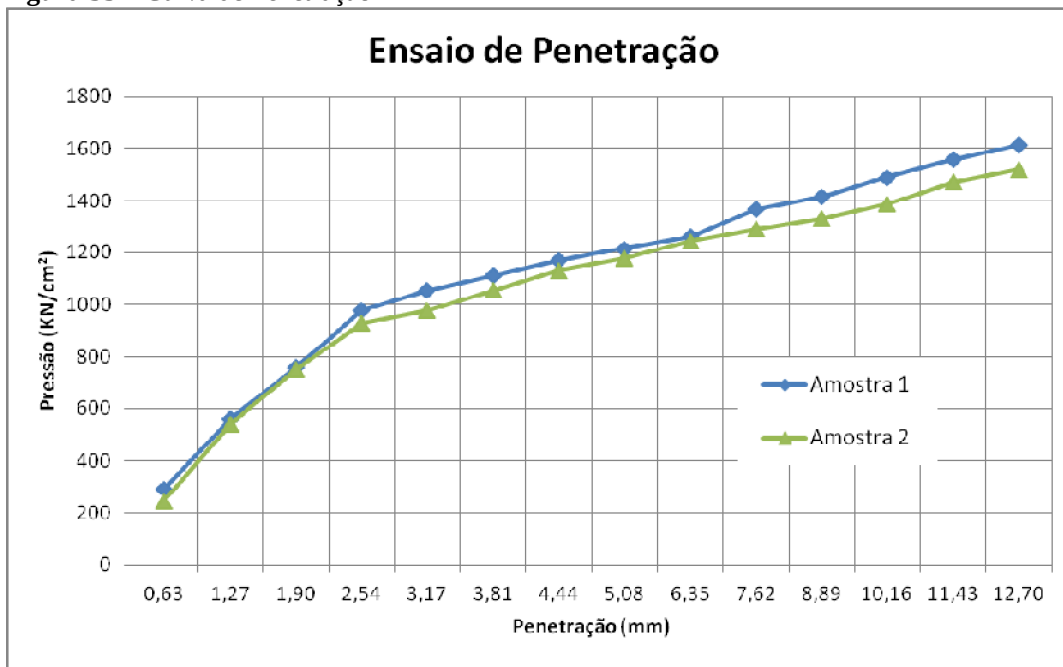
Tabela 5 – Resultados Ensaio de Expansão

EXPANSÃO					
Data	Hora	Alt. CP = 11,41cm		Alt. CP = 11,39cm	
		Leitura (mm)	Expansão (%)	Leitura (mm)	Expansão (%)
04/09/2017	16:30	1,00	0,00	1,00	0,00
05/09/2017	16:30	1,34	0,30	1,30	0,26
06/09/2017	16:30	1,42	0,37	1,37	0,32
07/09/2017	16:30	1,47	0,41	1,42	0,37
08/09/2017	16:30	1,48	0,42	1,45	0,40

Fonte: Autor (2017).

Após a realização do ensaio de expansão, realizou-se a penetração nos corpos de prova, obtendo desta forma as seguintes relações de pressão/penetração (Figura 33).

Figura 33 – Curva de Penetração



Fonte: Autor (2017).

Após análise das leituras realizadas no ensaio de penetração, foi determinado que os resultados encontrados no ensaio de penetração consideraram-se satisfatório, já que se manteve um padrão, sendo assim o adotou-se o maior valor de índice de suporte, em cada ensaio, conforme orienta a NBR 9895/87 (Tabela 6).

Tabela 6 – Resultados do Ensaio de Índice de Suporte *Califórnia*

AMOSTRA 1					
Penetração (mm)	Pressão (KN/cm²)			I.S.C. %	I.S.C ADOTADO %
	Calculada	Corrigida	Padrão		
2,54	9,79	9,79	69,00	14,18	14,18
5,08	12,16	12,16	103,50	11,75	
AMOSTRA 2					
Penetração (mm)	Pressão (KN/cm²)			I.S.C. %	I.S.C ADOTADO %
	Calculada	Corrigida	Padrão		
2,54	9,31	9,31	69,00	13,49	13,49
5,08	11,78	11,78	103,50	11,38	

Fonte: Autor (2017).

4.1.4 Cone de penetração dinâmica (CPD)

O ensaio do CPD foi todo realizado no dia 07/09/2017, pela qual são apresentados os valores de deslocamento e teor de umidade conforme a Tabela 7.

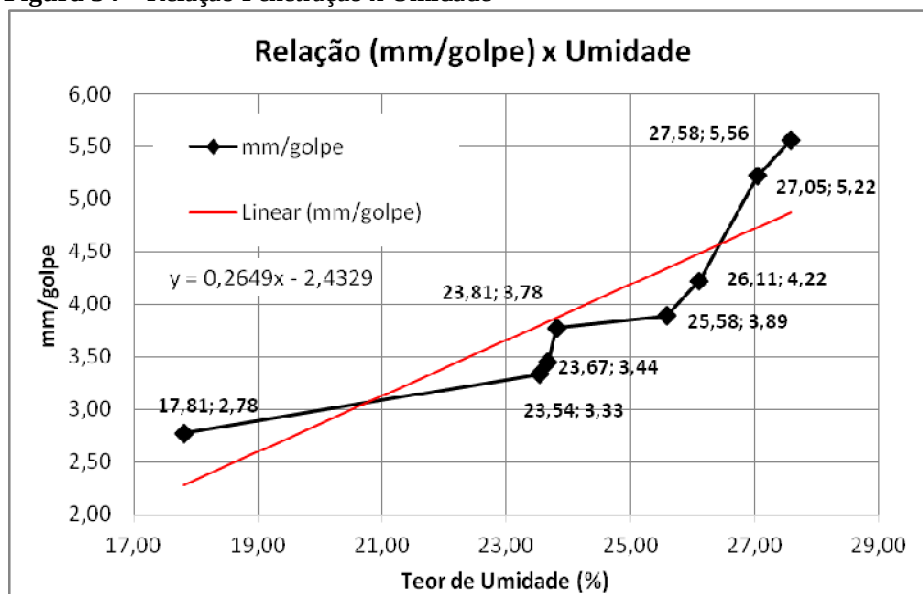
Tabela 7 – Resultados Ensaio de Cone de Penetração Dinâmica

CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA		DATA:	07/09/2017
PONTO	DESLOCAMENTO (mm)	mm/golpe	UMIDADE
1	25,00	2,78	17,81
2	50,00	5,56	27,58
3	31,00	3,44	23,67
4	30,00	3,33	23,54
5	34,00	3,78	23,81
6	38,00	4,22	26,11
7	47,00	5,22	27,05
8	35,00	3,89	25,58

Fonte: Autor (2017).

Ao analisar-se os resultados observou-se que em cada ponto obteve-se um diferente deslocamento, ao relacionar-se com o teor de umidade foi possível verificar a existência de uma relação entre essa variação, em que quanto maior o teor de umidade maior será o deslocamento, conforme observa-se no Figura 34.

Figura 34 – Relação Penetração x Umidade



Fonte: Autor (2017).

4.1.5 Correlação entre índice de suporte *Califórnia* e cone de penetração dinâmica

Para a determinação da correlação dos ensaios de ISC e CPD do solo utilizado na duplicação da BR-369, foram escolhidas as fórmulas propostas por Lima (2000), já que o mesmo apresentou correlações para o estado do Paraná, desta maneira foi possível obter uma correlação válida, já que os solos apresentam características similares, e também foi utilizada a fórmula de Santos e Guth (2015), já que tratasse de uma correção da fórmula de Lima (2000) para o solo de Cascavel – PR.

Depois a obtenção dos resultados de penetração e umidade para o ensaio de CPD, estimaram-se valores de ISC para cada valor de CPD a partir das fórmulas estabelecidas por Lima (2000) (Equação 6 e Equação 7) e Santos e Guth (2015) (Equação 8), sendo apresentados na Tabela 8.

$$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,647 - 1,300.\text{Log}(\text{CPD}) \quad (6)$$

$$\text{Log}(\text{ISC}) = 2,809 - 1,288.\text{Log}(\text{CPD}) \quad (7)$$

$$\text{ISC} (\%) = (0,0042w^2 - 0,167w + 2,5062) * 10^{(2,809 - 1,288.\text{Log}(\text{CPD}))} \quad (8)$$

Tabela 8 – Valores estimados de ISC a partir das equações.

Teores de Umidade (%)	CPD (mm/golpe)	ISC (%) estimado (Equação 6)	ISC (%) estimado (Equação 7)	ISC (%) estimado (Equação 8)	ISC (%) encontrado em laboratório
17,81	2,78	117,42	172,61	149,15	14,18
23,54	3,33	92,85	136,80	123,43	14,18
23,67	3,44	89,02	131,20	118,91	14,18
23,81	3,78	78,75	116,20	105,84	14,18
25,58	3,89	75,87	111,98	110,02	14,18
26,11	4,22	68,25	100,83	101,73	14,18
27,05	5,22	51,76	76,67	81,43	14,18
27,58	5,56	47,68	70,69	77,39	14,18

Fonte: Autor (2017).

Com os valores de ISC estimados através das equações de Lima (2000), foi verificada uma grande variação, devido a ser influência da umidade de um ponto para outro como possível causa de variação, já que o solo trata-se de um material colapsível e com

pequenas variações de umidade possa sofrer bruscas e significativas reduções de volume, gerando assim diferenças de resistência.

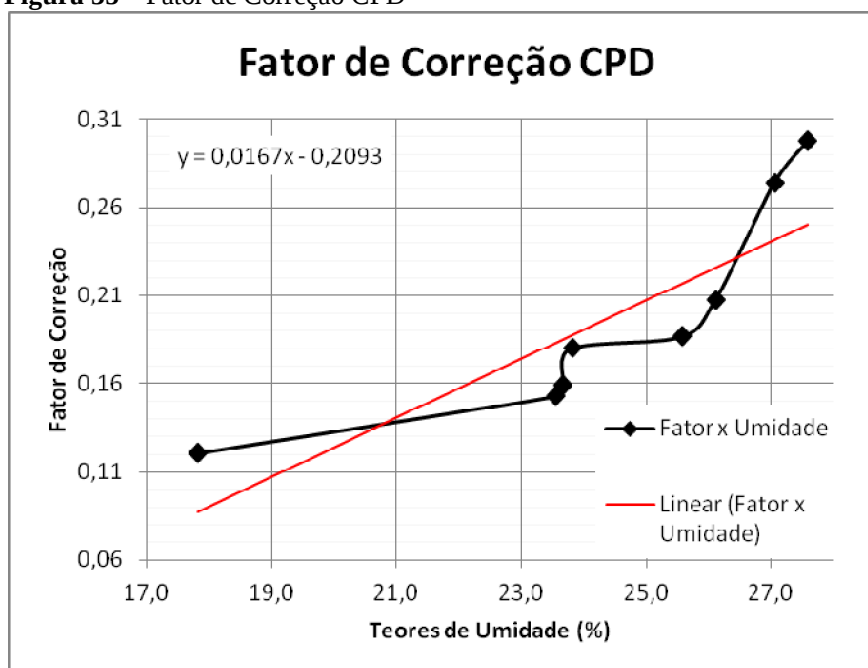
Desta forma, optou-se por uma correlação onde seja possível relacionar a umidade aos resultados de ISC, multiplicando-se um fator de correção nas equações. Para atingir este fator de correção foi necessário dividir o resultado do ISC determinado em laboratório pelo ISC estimado (Tabela 9), sendo considerado os resultados da Equação 6, já que a mesma apresentou resultados mais próximos do encontrado em laboratório.

Tabela 9 – Fator de Correção para a Equação 6.

Teores de Umidade (%)	CPD (mm/golpe)	ISC (%) estimado (Equação 6)	ISC (%) encontrado em laboratório	Fator de Correção
17,81	2,78	117,42	14,18	0,12
23,54	3,33	92,85	14,18	0,15
23,67	3,44	89,02	14,18	0,16
23,81	3,78	78,75	14,18	0,18
25,58	3,89	75,87	14,18	0,19
26,11	4,22	68,25	14,18	0,21
27,05	5,22	51,76	14,18	0,27
27,58	5,56	47,68	14,18	0,30

Fonte: Autor (2017).

Após a realização dos cálculos dos fatores de correção, foi elaborado o gráfico (Figura 35) Fator de Correção x Umidade, através da curva resultante do gráfico traçou-se uma linha de tendência linear, então com a equação obtida pela função linear corrigiu-se a Equação 6.

Figura 35 – Fator de Correção CPD

Fonte: Autor (2017).

Então inseriu-se a equação da linha de tendência na Equação 6, conforme (Equação 9).

$$\text{ISC (\%)} = (0,0167 \cdot w - 0,2093) \cdot 10^{(2,647 - 1,300 \cdot \text{Log}(\text{CPD}))} \quad (9)$$

Utilizando a Equação 9, e aplicando os valores de umidade e os do CPD encontrados, obtiveram-se os seguintes resultados (Tabela 10). Os valores de ISC encontrados tiveram um padrão próximo ao ISC de laboratório.

Tabela 10 – Valores de ISC obtidos após a Correção

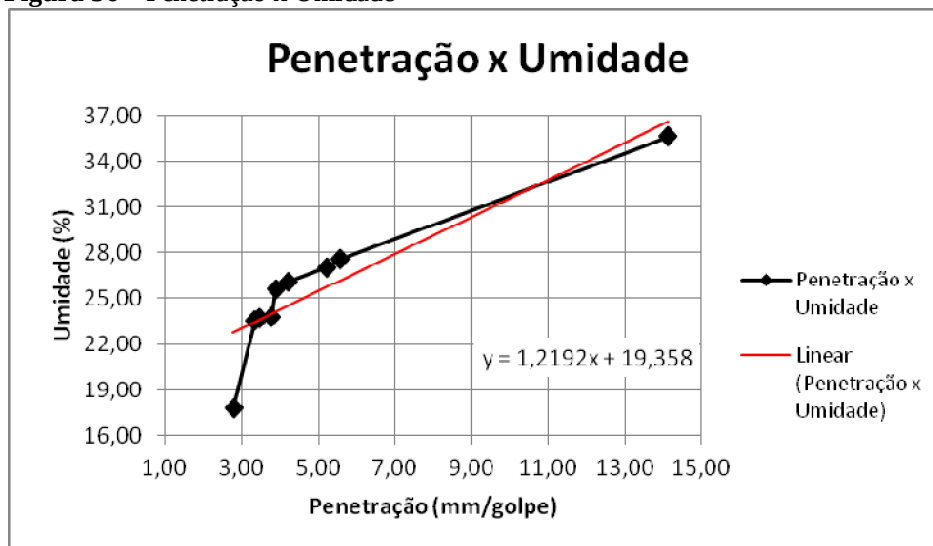
Teores de Umidade (%)	CPD (mm/golpe)	CBR (%) estimado (Equação 3)	ISC (%) encontrado em laboratório
17,81	2,78	10,36	14,18
23,54	3,33	17,06	14,18
23,67	3,44	16,55	14,18
23,81	3,78	14,83	14,18
25,58	3,89	16,53	14,18
26,11	4,22	15,47	14,18
27,05	5,22	12,55	14,18
27,58	5,56	11,98	14,18
Desvio Padrão		2,49	

Fonte: Autor (2017).

Verificou-se que os resultados aferidos se aproximaram do ISC encontrado em laboratório, porém observou-se uma dispersão maior no resultado obtido em alguns pontos, além de ser verificada a falta de resultados para umidades próximas da ótima, isto devido as equações utilizadas por Lima contempla uma correlação para a umidade ótima. Desta forma optou-se por refazer a correlação, mas com o valor de penetração para a umidade ótima, onde utilizou-se a equação 6 para que fosse possível a determinação deste valor de penetração para o Índice de Suporte encontrado em laboratório.

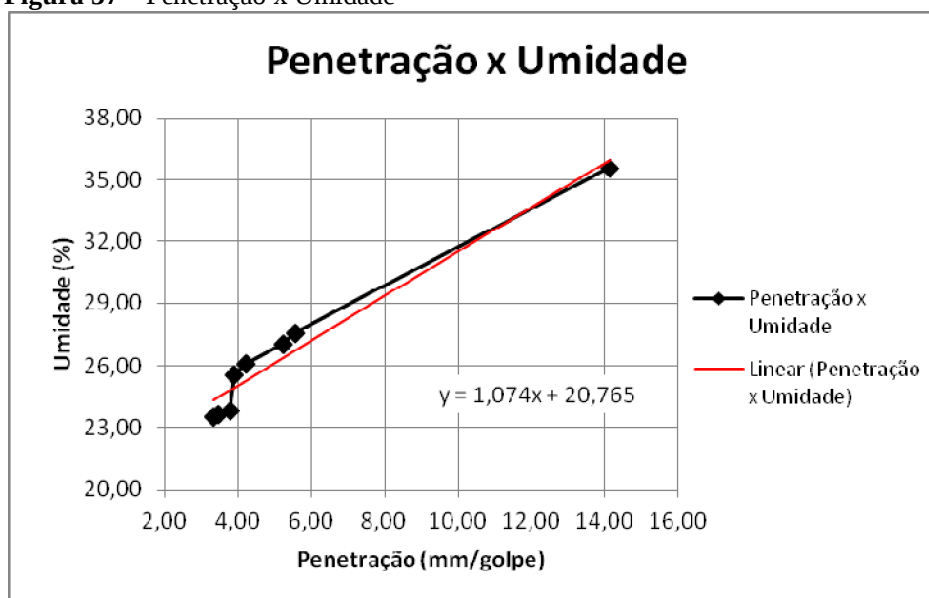
Então o valor encontrado para a penetração na umidade ótima foi lançado junto aos demais valores de resistência e umidade para que pudesse ser obtido um fator de correção para as penetrações, obtendo o seguinte gráfico (Figura 36).

Figura 36 – Penetração x Umidade



Fonte: Autor (2017).

Porém ao analisar-se o gráfico verificou-se que o primeiro ponto apresentava-se distante da linha tendência linear, onde possam ter ocorrido erros na coleta de dados, desta forma optou-se pela retirada do mesmo, assim podendo ser obtendo resultados mais corretos, conforme mostra a Figura 37.

Figura 37 – Penetração x Umidade

Fonte: Autor (2017).

Então foram corrigidos os valores de penetração e estimaram-se valores de ISC para cada valor de CPD corrigido através das fórmulas estabelecidas por Lima (2000) (Equação 6 e Equação 7) e Santos e Guth (2015) (Equação 8), sendo apresentados a partir da Tabela 11.

Tabela 11 – Fator de Correção para a Equação 6.

Teores de Umidade (%)	CPD (mm/golpe)	CPD Corrigido (mm/golpe)	ISC (%) estimado (Equação 6)	ISC (%) estimado (Equação 7)	ISC (%) estimado (Equação 8)	ISC (%) encontrado em laboratório
23,54	3,33	2,58	129,420	190,110	171,531	14,18
23,67	3,44	2,70	121,900	179,061	162,293	14,18
23,81	3,78	2,83	114,551	168,655	153,620	14,18
25,58	3,89	4,48	63,100	93,325	91,688	14,18
26,11	4,22	4,97	55,081	81,658	82,388	14,18
27,05	5,22	5,85	44,570	66,222	70,334	14,18
27,58	5,56	6,34	40,179	59,704	65,365	14,18
35,6	14,13	13,81	14,622	21,878	41,216	14,18

Fonte: Autor (2017).

Com os valores de ISC estimados através das equações, foi verificada uma grande variação, devido a ser influência da umidade de um ponto para outro como possível causa de variação, já que o solo trata-se de um material colapssível e com pequenas variações de umidade possa sofrer bruscas e significativas reduções de volume, gerando assim diferenças

de resistência. Onde ainda foi possível observar que os valores obtidos para o ISC na umidade ótima, foram próximos dos encontrados em laboratório.

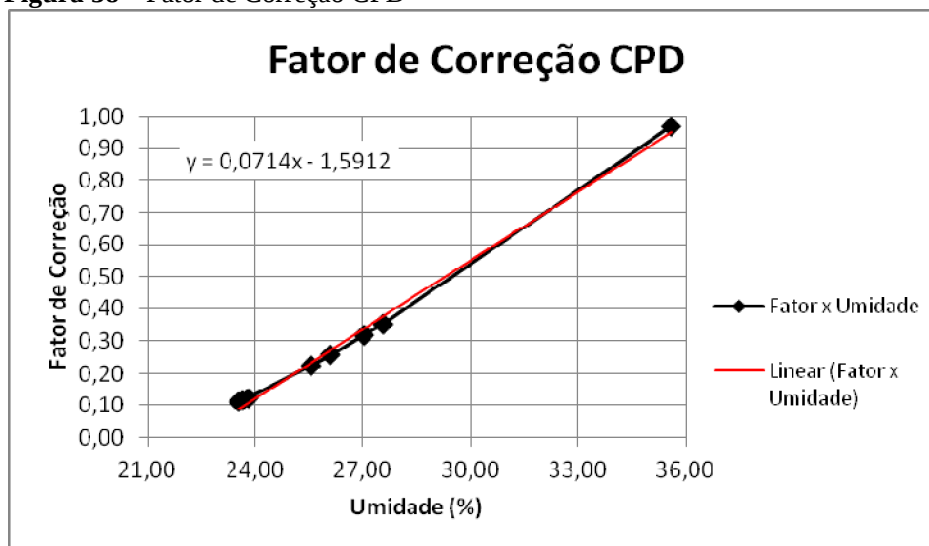
Porém, optou-se por uma correlação onde seja possível relacionar a umidade aos resultados de ISC, multiplicando-se um fator de correção nas equações, com o objetivo de obter uma correlação para as demais umidades e não apenas para a umidade ótima. Para atingir este fator de correção foi necessário dividir o resultado do ISC determinado em laboratório pelo ISC estimado (Tabela 12), sendo considerado os resultados da Equação 6, já que a mesma apresentou resultados mais próximos do encontrado em laboratório.

Tabela 12 – Fator de Correção para a Equação 6.

Teores de Umidade (%)	CPD Corrigido (mm/golpe)	ISC (%) estimado (Equação 6)	ISC (%) encontrado em laboratório	Fator de Correção
23,54	2,58	129,420	14,18	0,11
23,67	2,70	121,900	14,18	0,12
23,81	2,83	114,551	14,18	0,12
25,58	4,48	63,100	14,18	0,22
26,11	4,97	55,081	14,18	0,26
27,05	5,85	44,570	14,18	0,32
27,58	6,34	40,179	14,18	0,35
35,6	13,81	14,622	14,18	0,97

Fonte: Autor (2017).

Após a realização dos cálculos dos fatores de correção, foi elaborado o gráfico (Figura 38) Fator de Correção x Umidade, através da curva resultante do gráfico traçou-se uma linha de tendência linear, então com a equação obtida pela função linear corrigiu-se a Equação 6.

Figura 38 – Fator de Correção CPD

Fonte: Autor (2017).

Então inseriu-se a equação da linha de tendência na Equação 6, conforme (Equação 10).

$$\text{ISC (\%)} = (0,0714 \cdot w - 1,5912) \cdot 10^{(2,647 - 1,300 \cdot \text{Log(CPD)})} \quad (10)$$

Utilizando a Equação 10, e aplicando os valores de umidade e os do CPD encontrados, obtiveram-se os seguintes resultados (Tabela 13). Os valores de ISC encontrados tiveram um padrão muito mais próximo ao ISC de laboratório.

Tabela 13 – Valores de ISC obtidos após a Correção.

Teores de Umidade (%)	CPD Corrigido (mm/golpe)	CBR (%) estimado (Equação 10)	ISC (%) encontrado em laboratório
17,81	2,78	11,56	14,18
23,54	3,33	12,03	14,18
23,67	3,44	12,44	14,18
23,81	3,78	14,83	14,18
25,58	3,89	15,03	14,18
26,11	4,22	15,17	14,18
27,05	5,22	15,18	14,18
27,58	5,56	13,90	14,18
Desvio Padrão		1,53	

Fonte: Autor (2017).

Verificou-se que os resultados aferidos se aproximaram do ISC encontrado em laboratório, podendo ser considerados satisfatórios, ainda mais quando corrigidos os resultados de CPD, porém ainda assim observou-se uma dispersão em alguns pontos, podendo esta variação ser decorrente da compactação, já que em alguns pontos podem ter sido mal compactados, o que ocasionou variações no resultado.

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo caracterizar o tipo de solo utilizado na duplicação da Br 369, no perímetro urbano da cidade de Corbélia, e relacionar os ensaios de Índice de Suporte *Califórnia* com o ensaio de Cone de Penetração Dinâmica.

A caracterização do solo sucedeu-se através de ensaios de Índice de consistência e Granulometria conjunta, onde foi possível identificar suas características, podendo caracteriza-lo através do sistema HRB onde teve seus atributos considerados do solo A-7-5. Já os resultados analisados no Gráfico de Casa Grande, foi observado que os resultados mostraram um Silte de Alta Plasticidade (MH). Enquanto no ensaio de Distribuição granulométrica os resultados apontaram um solo Argila Siltosa.

Estudando as fórmulas desenvolvida por Lima (2000) e Santos e Guth (2015), notou-se que a mesma não se aplica para todos os tipos de solos e condições que o material se encontra, para isso verificou-se a necessidade de ser aplicado um fator de correção na equação que mais aproximou-se dos resultados, obtendo-se assim um ISC próximo aos dados obtidos laboratório.

Como o objetivo do trabalho era caracterizar o solo da duplicação da BR-369 e estudar uma correlação para os ensaios de Índice de Suporte *Califórnia* (ISC) e o ensaio de Cone de Penetração Dinâmica (CPD), pode-se concluir que o solo se trata de uma argila. E o que se diz respeito da correlação quando sujeita a variação da umidade a fórmula possui grande alteração e não é possível a utilização das fórmulas existentes, porém quando aplicado um fator de correção foi possível determinar uma correlação para o tipo de solo analisado.

A pesquisa realizada nesse trabalho é experimental, e, portanto, necessita de mais estudos para a validação da correlação obtida. A aplicação das fórmulas desenvolvidas deve ser utilizada com cautela na prática para que não haja equívocos nas demais pesquisas.

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Através dos resultados obtidos neste trabalho, sugere-se a execução dos ensaios Cone de Penetração Dinâmica (CPD) e Índice de Suporte *Califórnia* (ISC) em outras regiões com características diferentes do solo da Duplicação da BR-369 no Perímetro Urbano em Corbélia, com objetivo de levantar dados suficientes para elaboração de correlações utilizando diversos teores de umidade, assim possibilitando aferir e elaborar outros modelos matemáticos que correlacionam o CPD com o ISC de maneira satisfatória para todas as situações.

REFERÊNCIAS

- AHLVIN, R. G. **Origin of Developments for Structural Design of Pavements**. Geotechnical Laboratory, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi. 1991.
- ALMEIDA, G. C. P. **Caracterização Física e Classificação dos Solos**. Juiz de Fora: 2005.
- AMINI, F. **Potential Applications of Dynamic and Static Cone Penetrometers in Mdot Pavement Design and Construction**. In: Jackson State University e Mississippi Department of Transportation. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457 – Solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaio de caracterização**. Rio de Janeiro 1986.
- _____. **NBR 6459 - Solo - Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. **NBR 6502 - Solo – Rochas e Solos**. Rio de Janeiro, 1995.
- _____. **NBR 7180 - Solo - Determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. **NBR 7181 - Solo - Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. **NBR 7182 – Solo: Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro 1986.
- _____. **NBR 9895 - Solo: Índice Suporte Califórnia: Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1987.
- ASTM D6951 - **Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications**. Estados Unidos, 2003.
- BERTI, Carolina. **Avaliação da Capacidade de Suporte de Solos “In Situ” em Obras Viárias Através do Cone de Penetração Dinâmica Estudo Experimental**. (Dissertação de Mestrado). Campinas – São Paulo, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. 2005
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos**. Volume I, Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos S.S. 5º Edição, 1983.
- CINTRA, J. C. A. **Fundações em solos colapsíveis**. 116p. Dissertação - EESCUSP, São Carlos – SP. 1998.
- DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2007. 560 p. il.
- DÉCOURT, L. (2002) **Capacidade de carga de estacas executadas no campo experimental de engenharia geotécnica da UEL/PR – Algumas ponderações**. Anais do XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – São Paulo/SP, volume 3º, p 1545-1555. 2002.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. **Manual de Pavimentação**. 2ª ed., Rio de Janeiro, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Ministério dos Transportes, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de pavimentação**. 3ª ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006.

DOS SANTOS, Eliana Fernandes. **Estudo Comparativo de Diferentes Sistemas de Classificação Geotécnicas Aplicadas aos Solos Tropicais**. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos: Dissertação de mestrado 2006.

EMBRAPA - **Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Departamento Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento**. Disponível em <<https://www.embrapa.br/solos/sibcs/classificacao-de-solos>>. Acesso em: 15 mar. 2017.

FERNANDES, Ramon. **Desenvolvimento de Correlação entre os Ensaios DCP e CBR Estudo de Caso: Pista de Testes, UFSC – Joinville**. Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville: Trabalho de Conclusão de Curso 2015.

FRANCO, Kárisia Larice Bezerr. **Caracterização do Comportamento Geotécnico de Misturas de Resíduo de Pneus e Solo Laterítico**. Disponível em <<http://docplayer.com.br/44452921-Karisia-larice-bezerra-franco.html>>. Acesso em 16 out. 2017.

GRANDE, Mazzeo Fernando. **Fabricação de Tijolos Modulares de Solo-Cimento por Prensagem Manual Com e Sem Adição de Sílica Ativa**. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo: Dissertação de mestrado 2003.

GTEP – **Grupo de Tecnologia e Engenharia de Petróleo**. Disponível em <http://www.gtep.civ.puc-rio.br/Lab_LIRF1.aspx>. Acesso em 16 out. 2017.

GUEDES, Saul Barbosa. **Estudo da viabilidade técnica do cone de Penetração Dinâmica (CPD), do cone de Penetração Estática (CPE) e do Penetrômetro Panda no dimensionamento de Pavimentos Urbanos**. (Dissertação de Mestrado). Campina Grande – Paraíba, UFCG – Universidade Federal de Campina Grande. 2008.

IDOT – **Illinois Departament of Transportation, Pavement technology advisory – Dynamic Cone Penetrometer** – PTA-T4, 3p, Illinois, 2005.

JORDÃO, Hugo Pimentel. **Contribuição ao Projeto de Pavimentos Urbanos de baixo volume de Tráfego, através da utilização do Cone de Penetração Dinâmica**. . (Dissertação de Mestrado). Campina Grande – Paraíba, UFCG – Universidade Federal de Campina Grande. 2009.

KIEHL, E. J. **Manual de Edafologia: relações solo-planta**. São Paulo: CERES, 1979.

LABGEO – **Laboratório de Geotecnia** – Ensaios Realizados. Disponível em <<http://www.labgeo.ufscar.br/ensaios.php?item=4>>. Acesso em 16 out. 2017.

LEMOS, R.C. E SANTOS, R.D. **Manual de Método de Trabalho de Campo**. Campinas, SBCS. 1976

LIMA, L. C., **O Ensaio DCP Aplicado no Controle de Qualidade de Compactação de Obras Viárias Executadas com Solos Lateríticos de Textura Fina**. 149 p. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura Aeronáutica). Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, São Paulo, 2000.

LPE Engenharia - **Ensaio de Índice de Suporte Califórnia – CBR**. Disponível em < <http://lpe.tempsite.ws/blog/index.php/ensaio-de-indice-de-suporte-california-cbr/> >. Acesso em 14 ago. 2017.

LOPES, F.F. Avaliação do comportamento colapsível da camada de solo superficial da região de Londrina/PR – Trabalho de Conclusão de Curso. UEL/PR. 2011.

MELFI, A.J. Lateritas e processo de laterização (aula inaugural de 1994). 29p. Dissertação - EESC-USP, São Carlos – SP, 1997.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/3ª Edição**. Carlos de Sousa Pinto. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

SANTOS, Cleberson Jorge; GUTH, Fernando. **Comparação dos Resultados dos Ensaios Cone de Penetração Estática (CPE), Cone de Penetração Dinâmica (CPD) com California Bearing Ratio (CBR) em Vários Teores de Umidade**. Cascavel, Paraná. Faculdade Assis Gurgacz – FAG. 2015.

SENÇO, W. de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. Vol 1. São Paulo, Editora Pini, 1997.

SILVA JÚNIOR, F. A.; RODRIGUES, J. K. G.; SOUZA NETO, P. N.. **Correlação entre o Ensaio de Cone de Penetração Dinâmica (DCP) e Ensaio de CBR “in situ”, para Subleitos**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 36., 2005, Curitiba-PR. Anais da 36ª Reunião Anual de Pavimentação. Curitiba-PR: ABPv, 2005. CD-ROM.

SILVA JÚNIOR, F. A; RODRIGUES, J. K. G.; MORAIS, C. A. S.. **Cone de Penetração Dinâmica (DCP): Uma Alternativa ao Dimensionamento de Pavimentos Urbanos**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 36., 2005, Curitiba-PR. Anais da 36ª Reunião Anual de Pavimentação. Curitiba-PR: ABPv, 2005. CD-ROM

SILVA, Bruno Oliveira. **Correlação DCP x CBR para solo A-2-6 utilizado em camada estrutural do pavimento da BR 040**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Minas Gerais. 2016.

SILVA, E. J. R. et al . **Avaliação do tratamento subcrônico com o extrato hidroalcoólico de Calendula officinalis L. sobre os parâmetros bioquímicos e hematológicos em ratas Wistar**. Rev. bras. farmacogn. ,João Pessoa, v. 15, n. 2, 2005.

SOLOTEST – Casagrande – **Aparelho Casagrande Manual Comp**. Disponível em < <http://www.solotest.com.br/novo/produtos/casagrande--apar-casagrande-manual-comp/1.040.001> >. Acesso em 16 out. 2017.

TRICHÊS, G.; CARDOSO, A.B. **Avaliação da Capacidade de Aterros e Subleitos de Rodovias Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone e a Viga Benkelman**. In: TRANSPORTE EM TRANSFORMAÇÃO, IV. Trabalhos Vencedores do Prêmio CNT - Produção Acadêmica 1999. Anais... Makron Books, p. 35-49, 1999.

UDESC – **Roteiro – Granulometria.** Disponível em <
<http://www.joinville.udesc.br/portal/departamentos/dec/labmes/arquivos/Roteiro%20-%20ENSAIO%20DE%20GRANULOMETRIA.pdf> >. Acesso em 22 set. 2017.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo, SP: USP, 1977. 509p.

VERTAMATTI, E.; OLIVEIRA, L.E.de. **Análise de Pavimento de Baixo Volume de Tráfego Executado com Solos Transicionais. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1.,** Rio de Janeiro. Anais... p. 326-344, 1997.

YODER, E.J. **Principles of Pavement Design.** Second Edition. 1959.

APÊNDICES

Apêndice 1 – Ensaio de Proctor

COMPACTAÇÃO					
Cilindro nº	1	2	2	2	2
Água Adicionada(ml)	0	60	120	180	240
Cilindro+Solo Úmido(g)	3.930	4.057	4.261	4.290	4.228
Peso do Cilindro(g)	2.405	2.392	2.405	2.405	2.392
Peso do Solo Úmido(g)	1.525	1.665	1.856	1.885	1.836
Volume do Cilindro(cm³)	998	998	998	998	998
Dens. Apar. Úmida(g/cm³)	1,529	1,670	1,861	1,890	1,841
DETERMINAÇÃO DA UMIDADE					
Solo Úmido(g)	71,45	58,38	93,50	77,21	86,39
Solo Seco(g)	55,61	44,47	69,72	56,19	61,33
Peso da Água(g)	15,84	13,91	24,13	21,02	25,06
Peso do Solo Seco(g)	55,61	44,47	69,72	56,19	61,33
Teor de Umidade(%)	28,5	31,3	34,6	37,4	40,9
Umidade Média (%)	28,5	31,3	34,6	37,4	40,9
Umidade Adotada(%)	28,5	31,3	34,6	37,4	40,9
Dens. Apar. Seca(g/cm³)	1,190	1,272	1,383	1,375	1,306

GRÁFICO DENSIDADE APARENTE - UMIDADE			
DENSIDADE MÁXIMA SECA	1,390 g/cm³	UMIDADE ÓTIMA	35,6 %

Fonte: Autor, 2017.