

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**KETHLYN DEFAVERI  
PÂMELA ANGÉLICA CANTARELLI**

**CONTROLE DA COMPACTAÇÃO DO SUBLEITO DE VALAS EM  
TRAVESSIAS DE VIAS URBANAS ATRAVÉS DO EMPREGO DO  
CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**PATO BRANCO**

**2015**

KETHLYN DEFAVERI  
PÂMELA ANGÉLICA CANTARELLI

**CONTROLE DA COMPACTAÇÃO DO SUBLEITO DE VALAS EM  
TRAVESSIAS DE VIAS URBANAS ATRAVÉS DO EMPREGO DO  
CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
como requisito parcial à obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil, da  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná,  
Câmpus Pato Branco.

Orientador: Prof. Msc. Jairo Trombetta

Co-orientador: Prof. Esp. Sérgio Tarsício  
Rambo

PATO BRANCO

2015



## **TERMO DE APROVAÇÃO**

### **CONTROLE DA COMPACTAÇÃO DO SUBLEITO DE VALAS EM TRAVESSIAS DE VIAS URBANAS ATRAVÉS DO EMPREGO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA**

**PÂMELA ANGÉLICA CANTARELLI**

**e**

**KETHLYN DEFAVERI**

No dia 16 DE novembro de 2015, às 10h20min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após argüição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná– UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº19-TCC/2015.

Orientador: Prof. Msc. JAIRO TROMBETTA (DACOC/UTFPR-PB)

Co-orientador: Prof. Esp. SÉRGIO TARCÍSIO RAMBO (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Msc. CLEOVIR JOSÉ MILANI (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof. Dr. NEY LYZANDRO TABALIPA (DACOC/UTFPR-PB)

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por nos iluminar durante esta etapa, derramando suas bênçãos para que tudo se concretizasse da melhor forma possível.

Ao nosso orientador, Prof. Msc. Jairo Trombetta pela paciência e disposição em nos auxiliar no decorrer da realização deste trabalho.

Ao nosso co-orientador Prof. Esp. Sérgio Tarsício Rambo pelas contribuições realizadas.

Aos professores da banca, Prof. Msc. Cleovir José Milani e Prof. Dr. Ney Lyzandro Tabalipa, pela disponibilidade em realizar a leitura deste trabalho e por colaborar com suas considerações.

Ao Departamento de Engenharia Mecânica da UTFPR, Câmpus Pato Branco, em especial ao Fábio J. de Camargo, estagiário do Laboratório de Usinagem e ao Vitor Baldin, técnico do Laboratório de Usinagem, pela colaboração com parte do material e fabricação do DCP.

Ao Laboratório de Física do Solo do curso de Agronomia da UTFPR, Câmpus Pato Branco, pela realização do ensaio de Análise Física do Solo.

A empresa Zancanaro Terraplenagens, por dispor a prensa e o funcionário para realização dos ensaios do CBR.

A Cláudia Baldin, técnica do Laboratório de Materiais do Departamento Acadêmico de Construção Civil da UTFPR, Câmpus Pato Branco, pela sua amizade, paciência e por nos auxiliar na realização dos ensaios.

Ao Prof. Msc. Cleovir José Milani por dispor um funcionário para auxiliar na operação do equipamento compactador de solo durante a compactação da vala experimental.

Aos nossos pais, por estarem ao nosso lado em todos os momentos, inclusive os de dificuldade, nos dando força para concluir esta etapa.

Aos amigos que estiveram ao nosso lado em toda a graduação. Em especial, a nossa amiga Dâmaris Trombetta, pela sua amizade, por nos acolher em sua casa durante a realização deste trabalho e por colaborar com a realização dos ensaios.

*Seja você quem for, seja qual for a posição social que você tenha na vida, a mais alta ou a mais baixa, tenha sempre como meta muita força, muita determinação e sempre faça tudo com muito amor e com muita fé em Deus, que um dia você chega lá. De alguma maneira você chega lá.*

*Ayrton Senna*

## RESUMO

A implantação das redes de infraestrutura tem gerado um número significativo de aberturas de valas nas vias urbanas. A falta de especificações e fiscalização no processo de reaterro e recomposição dessas valas afetam o desempenho estrutural e funcional dos pavimentos. A utilização de equipamentos e métodos tradicionais para controle da compactação das camadas de reaterro em valas se torna pouco eficiente devido à restrição de espaço e tempo para a execução dos serviços. Esta pesquisa objetivou avaliar a viabilidade do emprego do Cone de Penetração Dinâmica - DCP para controle de compactação do solo no processo de reaterro de valas em vias urbanas. O equipamento DCP tem sido empregado devido a realizar um ensaio não destrutivo, ser de fácil e rápida execução e baixo custo. O estudo baseou-se na obtenção de correlações entre o índice de penetração do solo - DN e o Índice de Suporte Califórnia – CBR, bem como entre o índice de penetração do solo e o grau de compactação do solo - GC, de acordo com a metodologia proposta por Garcez (2010). Para isso, executou-se uma vala experimental nas dependências da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco – PR, de onde foram coletadas as amostras para realização de ensaios laboratoriais de caracterização do solo e onde realizaram-se os ensaios *in situ*. Os resultados demonstraram que as correlações obtidas entre CBR e DN e DN e GC são consideradas satisfatórias e que o equipamento DCP é viável para o controle da compactação desde que seja empregado com as mesmas condições para a umidade e energia de compactação para determinado tipo de solo.

Palavras-chave: Cone de Penetração Dinâmica, Índice de Suporte Califórnia, Grau de compactação do solo, Reaterro de valas.

## ABSTRACT

The implantation of infrastructure networks has led into a significant number of ditch openings on the urban roads. The lack of specifications and inspections in the backfill and restoration process of these ditches affect the structural and functional performance of pavements. Using traditional equipment and methods to compaction control of the backfill layers in ditches becomes less efficient due to the space and time restriction to execute services. This research aimed to evaluate the viability to use the Dynamic Cone Penetrometer – DCP to the soil compaction control in the process of the backfill in ditches on urban roads. The DCP equipment has been used due to perform a non-destructive test, being of an easy and fast execution and low cost. The study has based in obtaining correlation between the soil penetration ratio – DN and the California Bearing Ratio – CBR, as well between the soil penetration ratio and the soil compaction rate – GC, according to the methodology proposed by Garcez (2010). For that, it was made an experimental ditch in the dependencies of the University Technological Federal of Paraná, Pato Branco Campus – PR, from where it was collected the samples to perform the laboratory test of soil characterization, also where it was performed in situ tests. The results presented that the correlations obtained between CBR and DN and DN and GC were considered satisfactory and that the equipment DCP is viable to the compaction control, once it is used assuring the same conditions to humidity and compaction energy to each soil type.

**Keywords:** Dynamic Cone Penetrometer, California Bearing Ratio, Degree of Soil Compaction, Backfill trenches.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Vala sem pavimentação .....	18
Figura 2 - Zonas do reaterro .....	25
Figura 3 - Curva de compactação .....	26
Figura 4 - Curva de compactação de diversos solos.....	28
Figura 5 - Cone de penetração dinâmica utilizado na pesquisa.....	33
Figura 6 (a) - Punho do DCP.....	34
Figura 6 (b) - Martelo do DCP.....	34
Figura 7 - Ponteira cônica do DCP .....	35
Figura 8 - Curva DCP.....	35
Figura 9 - Diagrama Estrutural.....	36
Figura 10 - Formato típico das curvas DCP .....	37
Figura 11 - Localização da Vala Experimental .....	40
Figura 12 - Diagrama do trabalho .....	42
Figura 13 – Sistema de classificação HRB.....	44
Figura 14 - Amostra preparada para o ensaio de limite de liquidez.....	46
Figura 15 - Ranhura aberta na massa de solo .....	47
Figura 16 - Ensaio de plasticidade.....	49
Figura 17 - Corpo de prova sendo extraído no extrator.....	52
Figura 18 - Amostra preparada para o ensaio.....	54
Figura 19 - Homogeneização da amostra .....	55
Figura 20 - Compactação de uma camada do corpo de prova.....	55
Figura 21 - Remoção do excesso de solo com a régua biselada.....	56
Figura 22 - Corpo de prova pronto para ensaio de expansão .....	56
Figura 23 - Corpo de prova pronto para ensaio de penetração .....	57
Figura 24 - Execução da vala experimental.....	60
Figura 25 - Croqui da vala experimental .....	61
Figura 26 - Agitação da garrafa do aparelho de umidade pressão.....	62
Figura 27 - Determinação da massa específica aparente da areia .....	64
Figura 28 - Nivelamento do solo .....	65
Figura 29 - Escavação do orifício no solo .....	66
Figura 30- Conjunto posicionado no furo e areia residual do ensaio .....	67
Figura 31 - Amostra do solo da vala .....	72



## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1- Número de golpes x Teor de umidade .....	70
Gráfico 2 - Curva de compactação .....	73
Gráfico 3 - Massa específica aparente seca x Umidade .....	74
Gráfico 4- Curvas do CBR .....	74
Gráfico 5 - CBR x Umidade .....	75
Gráfico 6 - Correlação CBR x DN .....	77
Gráfico 7 - DN x Umidade .....	78
Gráfico 8 - DN x Massa específica aparente seca .....	79
Gráfico 9 - Curva DCP com todas as camadas da BE.....	81
Gráfico 10 - Curva DCP com todas as camadas do C.....	82
Gráfico 11 - Curva DCP com todas as camadas da BD .....	83
Gráfico 12 - Curva DCP com todas as camadas da BE, C e BD.....	84
Gráfico 13 - Diagrama estrutural com todas as camadas da BE .....	85
Gráfico 14 - Diagrama estrutural com todas as camadas do C.....	85
Gráfico 15 - Diagrama estrutural com todas as camadas da BD .....	86
Gráfico 16 - Diagrama estrutural com todas as camadas da BE, C e BD .....	87

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Energias de compactação .....	27
Quadro 2 - Correlações DCP X CBR já conhecidas internacionalmente.....	38
Quadro 3 - Correlações DCP X CBR já conhecidas internacionalmente.....	39
Quadro 4 - Especificações do compactador de solo RAR 68H.....	60
Quadro 5 - Resumo do ensaio do CBR e DCP .....	77

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tabela para leitura do ensaio de penetração.....	58
Tabela 2 - Limite de Plasticidade .....	71
Tabela 3 - Análise física do solo .....	71
Tabela 4 - Apresentação dos dados do ensaio de compactação .....	72
Tabela 5 – Apresentação dos dados de expansão .....	73
Tabela 6 - Apresentação dos dados do ensaio do Índice de Suporte Califórnia.....	75
Tabela 7 - Apresentação dos dados do ensaio laboratorial do DCP .....	76
Tabela 8 - Apresentação dos dados do ensaio do Speedy .....	80
Tabela 9 - Apresentação dos dados do ensaio do frasco de areia.....	80
Tabela 10 - DN e GC por camada .....	88
Tabela 11 - DN e GC com todas as camadas .....	88
Tabela 12 - CBR mínimo da vala experimental .....	89
Tabela 13 - Valores do grau de compactação frasco x DCP .....	89

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBR	California Bearing Ratio
DCP	Cone de Penetração Dinâmica
DN	Índice de penetração
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
GC	Grau de compactação
h	Teor de umidade
$h_{ot}$	Umidade ótima
HRB	Highway Research Board
IG	Índice de grupo
IP	Índice de plasticidade
ISC	Índice de Suporte Califórnia
LL	Limite de liquidez
Log	Logarítmo
LP	Limite de plasticidade
NBR	Norma Brasileira
PR	Paraná
UFPR	UTFPR Universidade Tecnológica Federal do Paraná
$\gamma_{s,máx}$	Massa específica aparente seca máxima

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	15
1.1 OBJETIVOS .....	16
<b>1.1.1 Objetivo geral</b> .....	16
<b>1.1.2 Objetivos específicos</b> .....	16
1.2 JUSTIFICATIVA .....	17
<b>2 AVALIAÇÃO DA COMPACTAÇÃO DO SOLO NA REPAVIMENTAÇÃO DE TRAVESSIAS DE REDES DE INFRAESTRUTURA URBANA</b> .....	19
2.1 PAVIMENTO.....	19
<b>2.1.1 Índice de Suporte Califórnia (California Bearing Ratio)</b> .....	20
<b>2.1.2 Desempenho Funcional e Estrutural dos Pavimentos</b> .....	21
<b>2.1.3 Defeitos de superfície do pavimento relacionados com a compactação do solo</b> .....	21
2.1.3.1 Afundamentos.....	22
2.1.3.2 Ondulações e corrugações .....	23
2.1.3.3 Trincamentos .....	23
2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A EXECUÇÃO DE VALAS .....	23
2.3 COMPACTAÇÃO DO SOLO .....	25
<b>2.3.1 Fatores que influenciam na compactação dos solos</b> .....	28
<b>2.3.2 Diferentes métodos de compactação</b> .....	29
<b>2.3.3 Controle da compactação</b> .....	29
<b>2.4 CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA</b> .....	30
2.4.1 Vantagens do DCP .....	31
2.4.2 Fatores que interferem os resultados do ensaio do DCP .....	31
2.4.3 Método de ensaio do DCP .....	32
2.4.4 Análise dos resultados do ensaio do DCP .....	35
2.4.5 Correlações DCP x CBR .....	37
<b>3 METODOLOGIA DE PESQUISA</b> .....	40
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO .....	40

3.2 MATERIAIS E MÉTODOS.....	41
<b>3.2.1 Ensaio Laboratoriais.....</b>	<b>43</b>
3.2.1.1 Classificação do solo .....	43
<b>3.2.1.1.1 Sistema de Classificação do HRB.....</b>	<b>43</b>
<b>3.2.1.1.2 Análise Física do Solo.....</b>	<b>44</b>
3.2.1.2 Determinação do teor de umidade .....	45
3.2.1.3 Limite de Liquidez.....	45
3.2.1.4 Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade.....	48
3.2.1.5 Ensaio de compactação.....	50
3.2.1.6 Ensaio do Índice de Suporte Califórnia.....	53
<b>3.2.2 Ensaio <i>in situ</i> na vala experimental.....</b>	<b>59</b>
3.2.2.1 Determinação da umidade com emprego do Speedy.....	61
3.2.2.2 Ensaio do Frasco de Areia .....	62
<b>3.2.2.2.1 Determinação da massa da areia que preenche o funil e o orifício no rebaixo da bandeja .....</b>	<b>63</b>
<b>3.2.2.2.3 Determinação da massa da areia que preenche a cavidade do terreno.....</b>	<b>65</b>
3.2.2.3 Ensaio <i>in situ</i> com o DCP .....	68
<b>3.2.3 Curva de calibração.....</b>	<b>68</b>
<b>3.2.4 Verificação do Grau de Compactação através do DN.....</b>	<b>69</b>
<b>4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....</b>	<b>70</b>
4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS.....	70
<b>4.1.1 Limite de liquidez .....</b>	<b>70</b>
<b>4.1.2 Limite de plasticidade .....</b>	<b>71</b>
<b>4.1.3 Classificação do solo .....</b>	<b>71</b>
<b>4.1.4 Ensaio de compactação .....</b>	<b>72</b>
<b>4.1.5 Ensaio do Índice de Suporte Califórnia.....</b>	<b>73</b>
<b>4.1.6 Ensaio laboratorial do DCP.....</b>	<b>76</b>
4.2 CURVA DE CALIBRAÇÃO.....	76

4.3 CORRELAÇÃO ENTRE GRAU DE COMPACTAÇÃO E O DN.....	77
4.4 VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE PENETRAÇÃO (DN) COM O TEOR DE UMIDADE E A MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA.....	78
4.5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS <i>IN SITU</i> .....	79
<b>4.5.1 Determinação da umidade com emprego do Speedy.....</b>	<b>79</b>
<b>4.5.2 Ensaio do Frasco de areia .....</b>	<b>80</b>
<b>4.5.3 Ensaio <i>in situ</i> com o DCP.....</b>	<b>80</b>
4.6 CORRELAÇÃO DOS VALORES DO DN COM O CBR E O GC .....	87
4.7 VERIFICAÇÃO DO GRAU DE COMPACTAÇÃO ATRAVÉS DO DN .....	89
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>90</b>
<b>6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>93</b>
<b>APÊNDICE A – Apresentação dos dados obtidos no ensaio do CBR .....</b>	<b>97</b>
<b>APÊNDICE B - Tabela para verificação do CG através do DN .....</b>	<b>99</b>
<b>APÊNDICE C – Apresentação das leituras realizadas nos ensaios com o DCP <i>in situ</i> .</b>	<b>100</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As redes de infraestrutura são sistemas desenvolvidos para melhorar o desempenho das cidades. Devido às necessidades de circulação o primeiro subsistema de infraestrutura a ser implantado nos municípios é a rede viária, sendo notável a evolução dos tipos de pavimento conforme o desenvolvimento da humanidade. Posteriormente, surge a necessidade de implantar outros subsistemas de infraestrutura como os de esgoto, de drenagem, de água, de energia, de gás e telecomunicações (ZMITROWICZ; ANGELIS NETO, 1997).

O pavimento, do ponto de vista estrutural, pode ser conceituado como uma estrutura de múltiplas camadas com espessuras finitas, implantada sobre uma superfície terraplanada, designada a resistir aos esforços provenientes do tráfego de veículos e das ações climáticas. Do ponto de vista funcional, o pavimento tem o papel de proporcionar aos usuários melhores condições de rolamento assegurando conforto, segurança e economia (BERNUCCI et al., 2006).

Conforme apresentado por Garcez (2010), as intervenções realizadas nas vias urbanas pelas obras dos subsistemas de infraestrutura comprometem o desempenho estrutural e funcional dos pavimentos devido ao aparecimento de patologias na vala e no seu entorno, tais como: deformações, trincas, panelas e buracos. Dessa forma, é necessário garantir a qualidade do controle tecnológico na execução de serviços de infraestrutura através do cumprimento das especificações vigentes relacionadas aos materiais empregados e aos procedimentos executivos. Sendo que, para garantia de qualidade da compactação das camadas do solo durante o fechamento das valas, se faz necessário o controle do grau de compactação e da umidade.

A utilização de equipamentos convencionais e as limitações de espaço na compactação do material das valas acarreta uma demora na execução do controle da compactação. Esse fato, juntamente com a falta de fiscalização, resulta na não execução deste controle. A capacidade de suporte dos solos pode ser determinada in situ de forma simples e rápida através do Cone de Penetração Dinâmica – DCP (Dynamic Cone Penetrometer). Dessa forma, este equipamento apresenta grande potencial para o controle de reaterro de valas abertas para serviços de infraestrutura (GARCEZ, 2010).

Neste contexto, através desta pesquisa, busca-se responder ao seguinte questionamento: Qual a viabilidade do emprego do Cone de Penetração Dinâmica para o controle da compactação do solo no processo de reaterro de valas de travessias em vias urbanas?



Este trabalho constitui-se na análise da empregabilidade do Cone de Penetração Dinâmica para controle da compactação do solo no reaterro de valas através da determinação uma correlação entre o índice de penetração - DN, resultado do ensaio do DCP, e o grau de compactação do solo – GC. Nesta pesquisa, também serão correlacionados os resultados da capacidade de suporte do solo obtidos por meio do ensaio do DCP com os resultados do ensaio do Índice de Suporte Califórnia – ISC (com abreviatura CBR em inglês, *California Bearing Ratio*), realizados em laboratório, objetivando elaborar uma curva de calibração para o equipamento DCP, a qual possibilitará a determinação do CBR diretamente no campo.

Para atingir os objetivos deste trabalho primeiramente realizou-se uma revisão bibliográfica sobre o DCP, a fim de conhecer as características, aplicabilidade e modo operacional do mesmo. Além disso, discorreu-se sobre a compactação do solo e o CBR.

Dando-se continuidade ao estudo executou-se uma vala experimental nas dependências da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco – PR, onde foram realizados os ensaios necessários para caracterização do solo de acordo com as normas específicas. Por fim, foram apresentadas as análises dos resultados e as conclusões obtidas.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo geral

Avaliar a viabilidade do emprego do Cone de Penetração Dinâmica para o controle de compactação do solo no processo do reaterro de valas em vias urbanas.

### 1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos foram divididos de modo a focar os seguintes aspectos:

- Caracterizar o solo quanto a sua classificação, umidade ótima e densidade máxima de compactação, Índice de Suporte Califórnia e índice de penetração.
- Estabelecer correlação entre os resultados obtidos nos ensaios DCP e o CBR, determinando a curva de calibração do solo.

- Verificar a variação do DN com o teor de umidade e o grau de compactação.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

O espaço urbano além de constituir áreas edificáveis e áreas livres, as quais se interligam por meio dos sistemas viários, também abrange redes de infraestrutura que são indispensáveis para o desenvolvimento das cidades. A infraestrutura urbana consiste em um sistema técnico de equipamentos e serviços necessários ao desenvolvimento das funções urbanas (ZMITROWICZ; ANGELIS NETO, 1997).

Alguns dos problemas da pavimentação da rede viária estão relacionados à má qualidade dos serviços de recomposição das valas de redes de infraestrutura urbana. A recomposição das valas se realizada corretamente garante que a qualidade do pavimento não seja comprometida (STUCHI, 2005).

Oliveira (1998) ressalta que a execução de ligações de água potável e esgoto é um dos maiores problemas que afeta os pavimentos urbanos após a sua construção. O surgimento de deformações nessas regiões é propiciado pela má realização desses serviços, pois se observa com frequência que o material de preenchimento das valas não sofre compactação adequada. Além do mais, a recomposição do revestimento asfáltico frequentemente não ocorre imediatamente após a conclusão dos serviços, de acordo com a Figura 1, possibilitando grandes infiltrações nos períodos chuvosos e causando desconforto para a população.



**Figura 1 - Valas sem pavimentação**  
**Fonte: Autoria própria.**

Sabendo que o custo das obras de infraestrutura são elevados, preza-se pela execução de serviços que garantam a durabilidade e fácil manutenção dos mesmos. Segundo Stuchi (2005), o reaterro deve ocorrer de forma que o volume de vazios seja reduzido e a massa específica do solo aumentada, conseqüentemente elevando a capacidade de suporte do solo.

Justifica-se a relevância da correta execução do reaterro das valas de infraestrutura de forma a minimizar os efeitos da movimentação do solo e conseqüentemente reduzir a ocorrência de patologias, bem como a necessidade de manutenção no pavimento. Além do mais, a correta execução da recomposição do pavimento nas valas tende a melhorar o conforto e a segurança dos usuários das vias urbanas.

De acordo com Oliveira e Vertamatti (1997), para melhor analisar o solo pode-se utilizar o DCP, pois este equipamento possibilita o conhecimento da estrutura real do mesmo, sendo útil para controle de compactação. Conforme Trichês e Dal Pai (2006), vários centros de pesquisa tem empregado o DCP para avaliar simples e rapidamente a resistência do solo, e estabelecer correlações com ensaios de avaliação estrutural do pavimento, principalmente com o ensaio de CBR.

Dessa forma, esta pesquisa pretende avaliar a viabilidade da utilização do Cone de Penetração Dinâmica para controle da compactação do solo no reaterro de valas. Este estudo também se faz importante para contribuir com o banco de dados brasileiro sobre o assunto através da obtenção da curva de calibração do solo estudado.

## 2 AVALIAÇÃO DA COMPACTAÇÃO DO SOLO NA REPAVIMENTAÇÃO DE TRAVESSIAS DE REDES DE INFRAESTRUTURA URBANA

### 2.1 PAVIMENTO

O pavimento consiste na estrutura executada após a terraplanagem com a finalidade de resistir aos esforços verticais oriundos do tráfego e transmiti-los às camadas inferiores, bem como melhorar as condições de rolamento garantindo conforto e segurança aos usuários (BRASIL, 2006).

Conforme Brasil (2006), os pavimentos podem ser classificados como flexíveis, semi-rígidos e rígidos:

- Flexíveis: caracterizam-se pela distribuição da carga em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas. Exemplos: pavimentos betuminosos ou por calçamento.
- Semi-rígidos: constituídos por camada asfáltica que possuem uma base cimentada.
- Rígidos: aqueles em que o revestimento absorve praticamente todas as tensões oriundas do carregamento aplicado, pois possui elevada rigidez comparada às camadas inferiores. Exemplo: concreto de cimento.

A seção transversal de cada tipo de pavimento é composta por diversas camadas com espessuras que dependem de vários fatores de dimensionamento. Os pavimentos flexíveis, em geral associados aos pavimentos asfálticos, são compostos por quatro camadas principais: revestimento asfáltico, base, sub-base e reforço do subleito (BERNUTTI et al., 2006). Os pavimentos rígidos, geralmente associados ao de concreto de cimento, são compostos por uma placa de concreto, uma sub-base e quando necessária, uma camada filtrante que serve de reforço para o subleito (BRASIL, 2006).

As camadas de base, sub-base e reforço do subleito têm grande importância estrutural nos pavimentos asfálticos, pois o comportamento estrutural do pavimento é influenciado pela espessura e pela rigidez de cada uma dessas camadas, pela rigidez do subleito, bem como pela interação entre as camadas. Em alguns casos, dependendo dos materiais disponíveis e do tráfego, pode-se ter a ausência de algumas camadas.

De acordo com Senço (2007), quanto piores forem as condições do material do subleito maior será a espessura do pavimento, para a mesma carga aplicada. Sendo assim,

para um subleito considerado ruim, submetido a cargas pesadas, os pavimentos tendem a ser mais espessos.

Entre os métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos asfálticos destaca-se o Método de Índice de Grupo - IG. O valor do IG é baseado apenas nos ensaios normais de caracterização dos solos do subleito, dependendo somente dos resultados de ensaio de granulometria e dos índices físicos: Limite de Liquidez - LL e Índice de Plasticidade - IP (SENÇO, 2007).

Conforme Senço (2007), para a utilização do método do IG deve-se atender as condições de drenagem eficiente e de compactação do subleito de acordo com as especificações.

A compactação do subleito não deve ser menos que 95% da massa específica aparente máxima do solo seco determinada pelo ensaio AASHTO normal — standard —, e a compactação da sub-base e da base não deve ser menor que 100%; A superfície do subleito deve estar suficientemente acima do nível d'água, a fim de permitir perfeita compactação do subleito, antes de ser assentada a base ou sub-base e, onde necessário, deve ser executada a drenagem dos solos ou ser construído um aterro de altura suficiente para que o lençol d'água fique no mínimo 1,50 metro abaixo da interface entre o pavimento e o subleito (SENÇO, 2007, p. 440).

Outro método de dimensionamento da pavimentação depende do valor do Índice de Suporte Califórnia. Senço (2007) ressalta que para a utilização correta dos dados deste ensaio é necessário realizar o CBR nas condições de compactação reais do solo previstas no campo, sendo que essas condições de compactação dependem da umidade ótima de compactação e da massa específica máxima. Assim, conhecendo-se a densidade exigida nos serviços de compactação, pode-se obter o CBR correspondente a essa densidade em laboratório.

### **2.1.1 Índice de Suporte Califórnia (California Bearing Ratio)**

O ensaio para determinação do CBR, introduzido por Porter em 1929 e, ainda hoje muito empregado, consiste na base do método de dimensionamento de pavimentos flexíveis (CAPUTO, 1988).

Senço (2007) ressalta que o CBR é uma das características mais aceitas para avaliar o comportamento de um solo, seja como fundação de pavimento (subleito), seja como componente das camadas constituintes desse pavimento.

A resistência ou capacidade de suporte ISC foi correlacionada empiricamente com o desempenho das estruturas levando a um método de dimensionamento de pavimentos que fixa espessuras mínimas da estrutura dependendo do índice de suporte do subleito, de modo a limitar tensões e protegê-lo da ruptura (BERNUCCI et al., 2006, p. 342).

O resultado obtido através do ensaio do CBR relaciona indiretamente a coesão com o ângulo de atrito do solo. O CBR pode ser definido como a relação entre a pressão necessária para fazer penetrar um pistão num corpo-de-prova de material granular ou solo, convenientemente preparado, e a pressão necessária para produzir a mesma penetração no material padrão referencial, sendo o mesmo expresso em porcentagem (BERNUCCI et al., 2006).

### **2.1.2 Desempenho Funcional e Estrutural dos Pavimentos**

O desempenho satisfatório do conjunto de camadas do pavimento e do subleito deve atender demandas estruturais e funcionais. Aliado a essas duas finalidades, o pavimento deve ser projetado respeitando as restrições orçamentárias da maneira mais econômica possível (BERNUCCI et al., 2006).

O desempenho funcional do pavimento consiste em fornecer uma superfície com serventia adequada em termos de qualidade de rolamento. O desempenho estrutural do pavimento está associado à capacidade de um pavimento em manter sua integridade estrutural, sem apresentar falhas relevantes (BRASIL, 2006).

O conhecimento dos mecanismos que regem o fenômeno da deterioração do pavimento é fundamental para a identificação das causas desse processo, bem como para a determinação da técnica mais adequada para sua restauração (BRASIL, 2006).

### **2.1.3 Defeitos de superfície do pavimento relacionados com a compactação do solo**

O surgimento precoce dos defeitos de superfície do pavimento decorre de erros ou inadequações, e o aparecimento a médio ou longo prazo, por sua vez, é consequência da utilização pelo tráfego e do efeito das intempéries no pavimento (BERNUCCI et al., 2006).

Entre os erros ou inadequações que levam à redução da vida de projeto, destacam-se os seguintes fatores, agindo separada ou conjuntamente: erros de projeto; erros ou inadequações na seleção, na dosagem ou na produção de materiais; erros ou inadequações construtivas; erros ou inadequações nas alternativas de conservação e manutenção (BERNUCCI et al., 2006, p. 414).

Quanto aos erros ou inadequações construtivas, destacam-se: espessuras que não atendem o projeto; falhas nas taxas de imprimação ou pintura de ligação; compactação de

misturas asfálticas em temperaturas impróprias; deformações, afundamentos e rupturas, gerados pela falta de compactação adequada das camadas; método de compactação inapropriado (BERNUCCI et al., 2006).

Dentre os defeitos de superfície classificados pela Norma DNIT 005/2003 – TER, Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia, estão relacionados à incorreta compactação do solo, os afundamentos, as ondulações e corrugações e os trincamentos.

### 2.1.3.1 Afundamentos

Conforme Silva (2008), os afundamentos podem ser classificados como plásticos ou de consolidação. São caracterizados por depressão longitudinal da superfície do pavimento e gerados pela ação repetida do tráfego.

Os defeitos de afundamentos causam aumento na irregularidade longitudinal interferindo na dinâmica das cargas, no custo operacional dos veículos, nas condições de rolamento e, devido ao acúmulo de água, acabam gerando riscos à segurança dos usuários (BRASIL, 2006).

Os afundamentos plásticos são causados pela deformação plástica de uma ou mais camadas do pavimento e/ou subleito, acompanhados por elevações ao longo dos lados do afundamento. Enquanto que os afundamentos de consolidação são gerados pela consolidação diferencial de uma ou mais camadas do pavimento ou subleito (SILVA, 2008).

De acordo com o Manual de Restauração (BRASIL, 2006) as deformações que são geradas pelo tráfego ocasionam os mecanismos de densificação e fluência plástica.

A densificação consiste na redução de volume no material, resultando numa aproximação ou restauração das partículas que constituem o material. A compactação adequada no processo construtivo do pavimento é fundamental para controlar o mecanismo da densificação. O material empregado terá maior resistência ao cisalhamento quanto mais compactado ele estiver, e, além disso, menor será sua susceptibilidade ao ingresso da água (BRASIL, 2006).

A fluência plástica consiste em um mecanismo onde os esforços induzidos pelo carregamento não são capazes de suportar o recalque ou excedem a resistência ao cisalhamento dos materiais. Esse mecanismo dá origem a movimentos cisalhantes causadores de depressões e solevamentos. Pode-se controlar a fluência plástica na escolha dos materiais

durante a fase de projeto, de acordo com a resistência dos mesmos ao cisalhamento, podendo ser determinada para solos através do CBR (BRASIL, 2006).

#### 2.1.3.2 Ondulações e corrugações

Segundo Silva (2008), ondulações e corrugações são deformações transversais na superfície do pavimento. As ondulações, também chamadas de escorregamento de massa, são causadas pela baixa estabilidade da mistura asfáltica, quando sujeita ao tráfego e ao intemperismo. As corrugações estão relacionadas às tensões cisalhantes horizontais geradas pelos veículos em regiões sujeitas à aceleração ou frenagem. São causadas pela baixa resistência da massa asfáltica ou devido à base instável.

#### 2.1.3.3 Trincamentos

A trinca é um defeito na superfície do pavimento que enfraquece o revestimento e causa um enfraquecimento adicional da estrutura por possibilitar a entrada da água. As causas dessa patologia são ações combinadas das condições ambientais e do tráfego. Existem diversos tipos de trincamentos, sendo que trincas longas, longitudinais ou parabólicas, podem também serem originadas pelo recalque do terreno de fundação ou a ruptura de aterros (BRASIL, 2006).

## 2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A EXECUÇÃO DE VALAS

Stuchi (2005) destaca que a maioria dos problemas dos pavimentos está relacionada à falta de qualidade dos serviços de reparo de outras obras de infraestrutura urbanas. Esses problemas enfraquecem a estrutura do pavimento e causam sensação de desconforto ao usuário.

Dessa forma, a reposição da pavimentação em vias urbanas deve ser realizada obedecendo às recomendações e exigências municipais. Porém, constata-se que grande parte



das prefeituras brasileiras não possui uma especificação construtiva para a abertura e reaterro de valas, deixando a cargo das concessionárias de serviço público essa tarefa (STUCHI, 2005).

A NBR 12266 (ABNT, 1992), intitulada Projeto e execução de valas para assentamentos de tubulações de água, esgoto ou drenagem urbana, estabelece as condições exigíveis para projeto e execução de valas para assentamentos de tubulações de água, esgoto ou drenagem urbana, especificando também critérios para dimensionamento do escoramento e o posicionamento da vala na via.

A NBR 12266 (ABNT, 1992) estabelece que deve haver um relatório de projeto que, seguindo as leis, normas, regulamentos das concessionárias, esclareça o tipo de pavimento informando a sua seção, dados geotécnicos com perfil geológico e freático, áreas suscetíveis a inundações e indicações sobre o tipo de ocupação e utilização da área em que será executada a tubulação.

A execução e os materiais utilizados no reaterro e adensamento da vala devem obedecer ao especificado no projeto. O reenchimento das valas deverá ser realizado manualmente, em camadas, até 0,50 m acima da geratriz superior da tubulação, acima disto podem ser executados processos mecânicos. A realização dos testes de estanqueidade da tubulação é obrigatória antes da execução do reaterro da vala (ABNT, 1992).

No que diz respeito à execução do reaterro e do adensamento, a NBR 12266 (ABNT, 1992) alerta que em ruas pavimentadas devem ser restabelecidas as condições anteriores de compactação da base e sub-base do pavimento, conferindo a mesma capacidade de suporte anterior à abertura da vala.

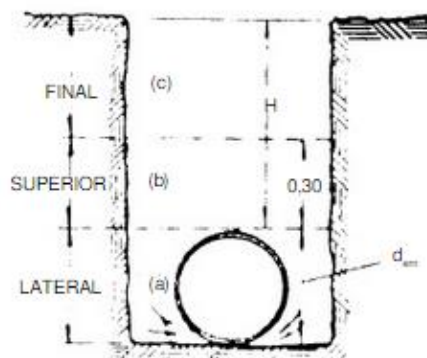
Segundo Stuchi (2005), o reaterro é um fator importante na execução das valas, pois influencia diretamente na qualidade da reposição do pavimento e nas cargas verticais que atuam sobre as tubulações.

A NBR 9814 (ABNT, 1987), intitulada Execução de rede coletora de esgoto sanitário, especifica que o reenchimento da vala deve ser executado com material de boa qualidade sem presença de pedras e outros corpos estranhos provenientes da escavação. Quanto ao apiloamento a NBR 9814 (ABNT, 1987) especifica:

A camada de 30 cm imediatamente acima do coletor deve ser levemente apiloada, manualmente. O restante da vala, até atingir o nível da base do pavimento ou então o leito da rua ou do logradouro, se em terra, deve ser reenchido em camadas de 20 cm de espessura, compactadas mecanicamente, visando adquirir uma compactação aproximadamente igual a do solo adjacente. A critério da Fiscalização, a altura desta camada compactada mecanicamente poderá ser restringida a 1 m abaixo da base do pavimento. (ABNT, 1987, p. 7).

A NBR 7367 (ABNT, 1988), Projetos e Assentamento de Tubulações de PVC rígido para sistemas de esgoto sanitário, aborda o tópico do reenchimento da vala de forma mais

específica fixando três zonas distintas de reaterro: zona lateral, superior e final, conforme representado na Figura 2. Sendo que a zona lateral situa-se entre o fundo da vala e a geratriz superior do tubo, a zona superior é compreendida sobre a geratriz superior da tubulação com 30 cm de altura e a zona final completa o aterro até a superfície do terreno.



**Figura 2 - Zonas do reaterro**  
**Fonte: NBR 7367 (ABNT, 1988).**

No reaterro lateral da tubulação deve-se atentar para que a tubulação fique continuamente apoiada no fundo da vala e com berço bem executado nas duas laterais em camadas inferiores a 0,10 m. No reaterro superior a compactação é executada de cada lado, em camadas de 0,10 m a 0,15 m de espessura, apenas nas regiões compreendidas entre o plano vertical tangente a tubulação e a parede da vala, sendo assim a parte diretamente acima da tubulação não é compactada para evitar as deformações dos tubos. No reaterro final, o restante do material deve ser lançado em camadas sucessivas e compactado com o intuito de se obter o mesmo estado do terreno das laterais da vala (ABNT, 1988).

### 2.3 COMPACTAÇÃO DO SOLO

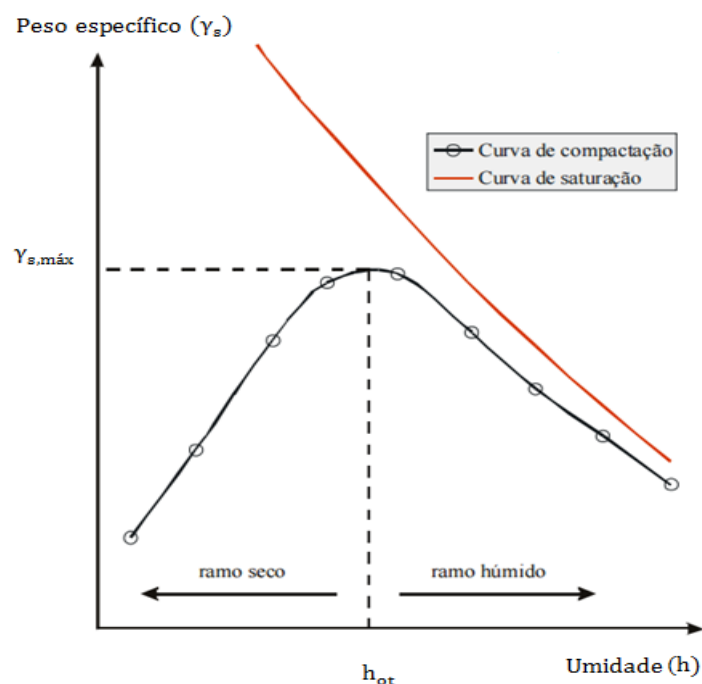
A estabilização de solos é definida, de acordo com Rodrigues (2007), como a aplicação de processos e técnicas que visam a melhoria das propriedades mecânicas desses materiais. A estabilização é, portanto, responsável por transformar o solo em um novo material geotécnico, com propriedades próprias, capaz de adequar-se da melhor forma às exigências do projeto a fim de possibilitar sua utilização (SALES, 1998).

A compactação de um solo pode ser compreendida como um processo manual ou mecânico que visa reduzir o volume de seus vazios e, assim, melhorar sua estabilidade devido o aumento de sua resistência. O processo de compactação busca melhorar não somente a

resistência do solo, como também a sua permeabilidade, compressibilidade e absorção d'água (CAPUTO, 1988).

Atribui-se a Proctor, o início da técnica de compactação que publicou, em 1933, suas observações sobre a compactação de aterros. Proctor verificou que o aumento do peso específico de um solo, causado pela compactação, depende fundamentalmente da energia aplicada e do teor de umidade do solo. Para umidades baixas, o atrito entre as partículas é muito alto, obtendo-se uma baixa redução dos vazios. Aumentando o teor de umidade, verifica-se certo efeito de lubrificação entre as partículas, que deslizam entre si, acomodando-se num arranjo mais compacto facilitando a saída do ar que se encontra no solo. Na compactação do solo as quantidades de partículas e de água permanecem constantes, sendo a eliminação de ar dos vazios a responsável pelo aumento de sua massa específica (PINTO, 2006).

A curva de variação dos pesos específicos em função da umidade, denominada curva de compactação, representada na Figura 3, é obtida através da compactação de um solo sob diferentes condições de umidade para uma determinada energia de compactação. Esta curva apresenta um ponto para o qual o peso específico é máximo. O teor de umidade ótimo corresponde a este ponto de peso específico aparente máximo. Há, portanto, para cada solo, sob uma dada energia de compactação, uma umidade ótima -  $h_{ot}$  e um peso específico máximo -  $\gamma_{s,m\acute{a}x}$ . Cada tipo de solo possui uma curva de compactação característica, contudo, estas se assemelham quanto à forma (CAPUTO, 1988).



**Figura 3 - Curva de compactação**  
 Fonte: Adaptado de Santos (2008, p.2-17).

Caputo (1988) descreve que o solo se comporta conforme o apresentado na Figura 3, pois à medida que o teor de umidade -  $h$  aumenta, até um determinado valor  $h_{ot}$ , o solo torna-se mais trabalhável, resultando maiores valores de peso específico e menores teores de ar. Porém, como não é possível expulsar todo ar existente nos vazios do solo, a compactação não poderá alcançar a curva de saturação, justificando assim, o ramo descendente a partir do peso específico máximo.

O ensaio realizado para determinar a relação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca de solos quando compactados, conhecido como Ensaio de Compactação ou Ensaio de Proctor, é padronizado no Brasil pela NBR 7182 (ABNT, 1986), Solo – Ensaio de compactação, e refere-se ao método de compactação dinâmica. O ensaio consiste em compactar uma amostra de solo dentro de um recipiente cilíndrico padronizado, com aproximadamente  $1000 \text{ cm}^3$ , em três camadas sucessivas, sob a ação de 26 golpes de um soquete com massa de 2,5 kg com altura de queda de 30,5 cm.

A NBR 7182 (ABNT, 1986) apresenta três níveis de energia de compactação: normal, intermediária e modificada, de acordo com as especificações demonstradas no Quadro 1.

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	ENERGIA		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camadas	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camadas	12	26	55
	Altura do disco espaçador	63,5	63,5	63,5

**Quadro 1 - Energias de compactação**

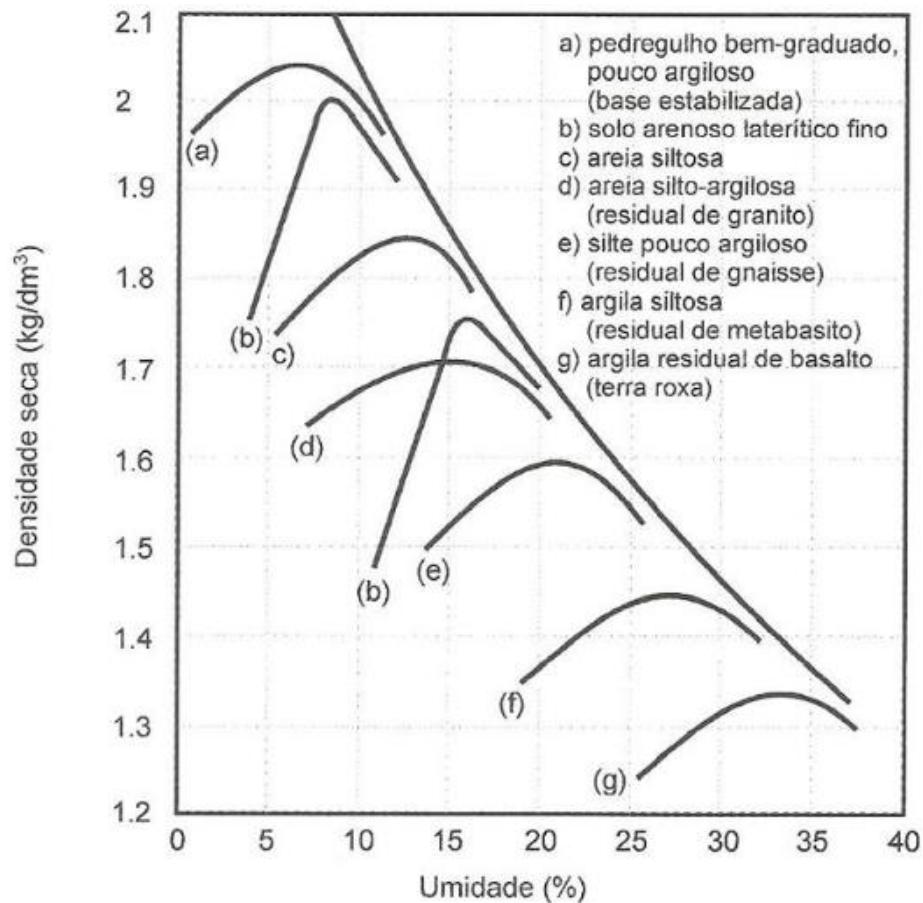
Fonte: Adaptado de NBR 7182 (ABNT, 1986, p. 6-10).

Repete-se o ensaio para teores de umidades distintos, determinando-se, para cada um deles, o peso específico aparente. Com os dados obtidos, desenha-se a curva de compactação  $\gamma_s = f(h)$ , através da qual se obterá o ponto correspondente a  $h_{ot}$  e  $\gamma_{s,máx}$ . Para traçar a curva é cabível determinar cinco pontos, sendo conveniente que dois deles estejam no ramo seco (ramo da esquerda da curva), um próximo à umidade ótima e outros dois no ramo úmido (ramo da direita da curva) (CAPUTO, 1988).

### 2.3.1 Fatores que influenciam na compactação dos solos

Os fatores que mais influenciam a compactação do solo são: a umidade do solo, o número e a espessura das camadas compactadas, a energia de compactação e o tipo de equipamento empregado. O conhecimento dos fatores de maior influência na compactação dos solos é fundamental para obter os melhores resultados no processo de compactação (WERK, 2000).

De modo geral, os solos argilosos apresentam elevadas umidades ótimas e baixas densidades secas. Baixas umidades ótimas e elevadas densidades secas máximas, são representativas de solos arenosos. A Figura 4 apresenta os resultados das curvas de compactação de diversos solos (PINTO, 2006).



**Figura 4 - Curva de compactação de diversos solos**  
**Fonte: Pinto (2006).**

### 2.3.2 Diferentes métodos de compactação

Os procedimentos de compactação podem ser classificados como: compactação dinâmica, compactação estática ou compactação por pisoteamento (PINTO, 2006).

A compactação dinâmica consiste na compactação de uma amostra de solo em um cilindro padrão, através de um soquete padronizado que cai livremente de uma determinada altura. A energia de compactação depende destas e de outras variáveis, como o número de camadas de solo e número de golpes por camadas (PINTO, 2006).

O método de compactação estático, introduzido por Porter nos anos 30, busca reproduzir em laboratório as características dos solos granulares compactados em campo através da aplicação de uma pressão uniformemente distribuída sobre o solo por meio de uma prensa (SOUZA JUNIOR, 2005). Segundo Werk (2000), a energia específica para o procedimento de compactação estático varia de acordo com o tamanho do molde, a pressão aplicada e o tempo de aplicação da mesma.

O procedimento de compactação por pisoteamento baseia-se na reprodução do efeito de compactação do rolo de pé de carneiro. Este método consiste na sucessiva aplicação de pressões através de um pistão que contém uma mola no seu interior. O pistão, assim como faz o pé de carneiro nas compactações de campo, penetra no solo iniciando a compactação pela parte inferior da camada (PINTO, 2006).

### 2.3.3 Controle da compactação

Para realizar o controle da compactação, deve-se determinar a umidade e o peso específico aparente do material em campo. Pode ser empregado o processo do “frasco de areia” na determinação do peso específico, e o método do “speedy” na determinação da umidade. Tendo estes resultados em mãos, verifica-se, por meio da Equação 1, se o grau de compactação desejado foi ou não atingido, não podendo este ser inferior ao valor do grau de compactação fixado pela especificação adotada. Caso o grau de compactação não atenda as especificações, o solo será revolvido e recompactado (CAPUTO, 1988).

$$G_c = \frac{\gamma_s(\text{campo})}{\gamma_{\text{máx}}(\text{laboratório})} \times 100 \quad (1)$$

## 2.4 CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

O emprego do Penetrômetro Dinâmico de Cone - DCP teve início em 1954 por Scala na Austrália. Ele desenvolveu um equipamento portátil, o qual denominou de Scala penetrômetro. Devido à facilidade de utilização e mobilidade, o DCP vem sendo empregado em vários países como ferramenta para projeto e avaliação de pavimentos (ALVES, 2002).

De acordo com Alves (2002), Van Vuuen, no Zimbabwe, em 1969, modificou o Scala penetrômetro e encontrou uma correlação notável entre DCP e o CBR “in situ”. O DCP também tem sido amplamente utilizado desde 1973 pelo Departamento de Estradas da Província de Transvaal, na África do Sul, para obtenções rápidas de resistência “in situ” de camadas de pavimentos. Em 1976, Kindermans empregou um equipamento similar e encontrou correlações entre os resultados do ensaio com os valores de CBR. Em seguida, o DCP foi amplamente utilizado, por Kley et. al. em 1982, na África do Sul, por Harison no ano de 1986 na Indonésia, e também por Livneh e Ishai em 1988, em Israel.

Os estudos com o DCP tiveram início em Israel no ano de 1984, com a realização de inúmeros trabalhos de investigação de substratos e avaliação da capacidade de suporte de pavimentos. Em 1988 na África do Sul, e em 1991 na Argentina, pesquisadores realizaram estudos com as informações obtidas através do DCP para empregar um método de projeto de pavimentos de baixo volume de tráfego (Alves, 2002).

Este equipamento também tem sido estudado no Brasil, pela Universidade Federal de Santa Catarina por Cardoso e Trichês (1998), por Garcez (2010), por Trichês e Dal Pai (2006); pelo Instituto Tecnológico de Aeronáutica por Oliveira (1998); pela Universidade Estadual de Campinas por Berti (2005), entre outros.

O equipamento DCP possui uma grande aplicabilidade, podendo ser empregado na avaliação “desde solos moles ou pouco consistentes, correspondentes a suportes de apenas algumas unidades porcentuais, até camadas de bases com mais de uma centena de porcentos, correspondentes a bases de brita ou pedregulho” (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

Conforme Oliveira e Vertamatti (1998), a heterogeneidade de um pavimento pode ser maior do que se imagina, levando a dispersões em retro análises e previsões de vida útil. O DCP torna-se um instrumento poderoso para discretizar o meio, pois fornece a estrutura real do solo compactado, podendo ser empregado também para o controle de compactação. Sua utilização para previsão de vida útil, através do levantamento *in situ* da estrutura real revela-se promissora.

### 2.4.1 Vantagens do DCP

Conforme Berti (2005), o DCP possui várias vantagens, principalmente devido à simplicidade e praticidade de sua utilização. O equipamento permite um ensaio praticamente não destrutivo, pois não requer grande movimentação de terra para sua realização, caracterizando-o como um equipamento econômico. Dentre as vantagens na execução de atividades em que pode ser empregado o DCP em substituição a outros equipamentos utilizados nos métodos tradicionais, destacam-se:

- Avaliação do valor do CBR do solo *in situ*. Possui vantagem em relação ao método tradicional por ser mais simples de manusear e por ser menos oneroso (BERTI, 2005).
- A execução do ensaio é rápida, necessita de apenas duas pessoas e apresenta pequena dispersão dos resultados (ALVES, 2002).
- Possui ampla aplicação das quais podem ser citadas: obtenção da capacidade de suporte do solo, monitoramento de camadas estabilizadas, controle de construção de camadas de terraplanagem, avaliação da eficiência dos equipamentos usados na compactação, análise da estrutura de pavimentos existentes, entre outras (CARDOSO; TRICHÊS, 1998).
- Pode ser utilizado para controle da uniformidade de compactação do reaterro de valas de serviços de infraestrutura urbana, contribuindo para o aumento da vida útil das vias urbanas (GARCEZ, 2010).

### 2.4.2 Fatores que interferem os resultados do ensaio do DCP

De acordo com Berti (2005), em regiões de clima úmido os materiais conservam mais água nos seus vazios, desta forma, o clima interfere nos estudos realizados com solo. A situação climática influencia consideravelmente as condições do solo, especialmente dos tipos siltosos e argiloso. Os solos granulares grossos, por sua vez, são afetados numa extensão menor quando expostos às intempéries. Os ensaios do DPC deveriam ser executados na estação úmida, quando os materiais estivessem no seu estado saturado, gerando assim resultados de resistências mais representativos quando comparados com os resultados de CBR obtidos em laboratório com amostras saturadas.



A correlação entre os resultados dos ensaios CBR e DCP apenas é válida quando estes resultados são resultantes de ensaios realizados com o mesmo tipo de solo e sob as mesmas condições de teor de umidade e massa específica aparente (BERTI, 2005).

Costa, Oliveira Neto e Santos Junior (2010) realizaram ensaios de compactação com diferentes energias empregando o DCP para determinação da resistência do solo. Em sua pesquisa concluíram que o valor do DN para um determinado tipo de solo depende significativamente da energia de compactação aplicada.

Através dos valores da umidade e do DN pode-se determinar a energia sob a qual a camada foi compactada. Sabendo-se a energia e o valor de DN obtém-se massa específica aparente seca *in situ* do solo e calcula-se o valor do grau de compactação do mesmo. No entanto, esse procedimento em um caso prático de controle de compactação ainda está sendo estudado.

Em seus estudos Trichês e Dal Pai (2006) concluem que em relação à repetibilidade, pelo baixo coeficiente de variação, o DCP pode ser utilizado de maneira eficiente na avaliação da resistência do solo compactado, controlando-se a umidade e o peso específico seco. Também destacam que em investigações geotécnicas de solo de fundação, a aplicação do DCP pode possibilitar a análise da resistência *in situ*, contanto que seja conhecida a umidade para um valor de DN obtido.

Berti (2005) também destaca que os solos argilosos, quando ensaiados com o DCP a profundidades maiores, podem aderir à haste inferior e modificar os valores encontrados durante a penetração. Essa aderência pode ser evitada lubrificando a haste do equipamento com substâncias oleosas.

Outro fator que merece atenção durante a operação do DCP é a verificação da posição do equipamento e do movimento realizado pelo martelo. O DCP deve encontrar-se na posição vertical e cada movimento com o martelo deve ser realizado de forma adequada, isto é, deve-se assegurar que o martelo esteja tocando o cabo, mas não levantando todo o conjunto, e caindo livremente, sem a influência das mãos (TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY, 1986 apud BERTI 2005, p. 33).

#### 2.4.3 Método de ensaio do DCP

O cone de penetração dinâmica utilizado neste trabalho foi fabricado no Laboratório de Usinagem do Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade Tecnológica Federal

do Paraná – UTFPR do Câmpus Pato Branco conforme as especificações da ASTM D6951/D6951M-09 (2015): “Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications”. O DCP é um equipamento constituído por uma barra de aço de 16 mm de diâmetro fixada a uma ponteira cônica com inclinação de 60°, 20 mm de diâmetro de base 30 mm de altura, conforme Figura 5. A cravação do cone no solo ocorre de maneira dinâmica através da aplicação de golpes de um martelo de aço com massa de 8 kg a uma altura de queda de 575 mm, que desliza pela barra de aço. O DCP foi projetado para penetrar uma profundidade aproximada de 800 mm. Essa profundidade de penetração é aferida por meio de uma régua graduada que permanece paralela à haste de sustentação do equipamento e apoiada à superfície.



**Figura 5 - Cone de penetração dinâmica utilizado na pesquisa**  
**Fonte: Autoria própria.**

A operação do DCP é relativamente simples: o operador levanta o martelo até que ele faça contato leve com o punho, indicado na Figura 6 (a), o qual limita a altura de queda do

martelo, então solta o martelo, conforme Figura 6 (b), em queda livre para que o mesmo realize um impacto no conjunto acoplador cravando o equipamento, o qual deve ser mantido na posição vertical, no solo e realiza a leitura da profundidade causada pelo golpe (ASTM D6951/D6951M-09, 2015).



**Figura 6 (a) - Punho do DCP**  
Fonte: Autoria própria.



**Figura 6 (b) - Martelo do DCP**  
Fonte: Autoria própria.

O número de golpes entre as leituras podem ser variado dependendo da resistência do material. Normalmente leituras são aferidas após um número fixo de golpes (ASTM D6951/D6951M-09, 2015). De acordo com Cardoso e Trichês (1998), deve-se desconsiderar a primeira leitura de penetração do DCP, devido a superfície de contato entre o cone e o solo no primeiro golpe não ser a mesma dos golpes posteriores, no que diz respeito à distribuição de pressões aplicadas pelo ensaio.

Em solos com presença de grandes agregados ou rocha, ou se após 5 golpes o dispositivo não tiver avançado mais do que 2 mm ou se identificar desvio maior que 75 mm a partir da posição vertical, o ensaio deve ser interrompido e o dispositivo reposicionado em outro local para teste (ASTM D6951/D6951M-09, 2015).

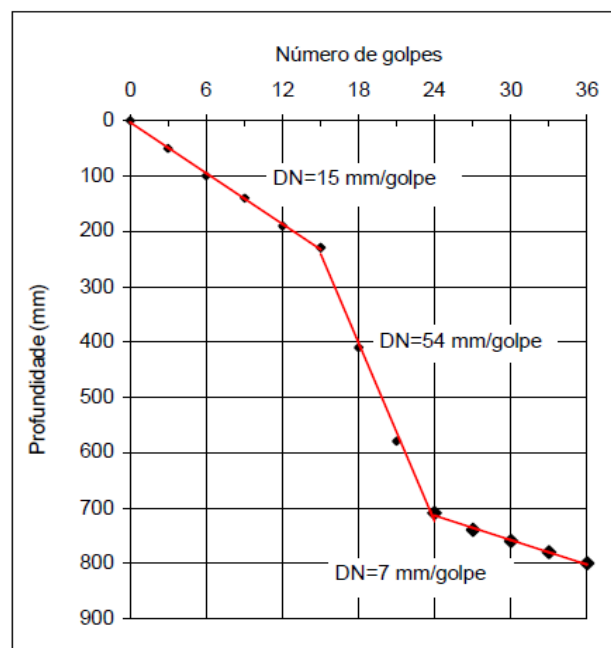
A aplicação dos golpes deve ser em um ritmo regular e a altura de queda sempre deve ser respeitada, e ainda, cuidar ao elevar o peso, para não provocar uma movimentação ascendente do aparelho. Depois de terminado o ensaio, o DCP é removido do solo elevando-se o martelo, sempre na posição vertical, até o cabo. Deve-se manter o equipamento limpo, removendo todo o solo da haste e da ponteira cônica antes de cada teste. A ponteira de cone, ilustrada na Figura 7, deve ser inspecionada periodicamente para constatação de anomalias e de possível necessidade de troca do cone (ALVES, 2002).



**Figura 7 - Ponteira cônica do DCP**  
**Fonte: Autoria própria.**

#### 2.4.4 Análise dos resultados do ensaio do DCP

Segundo Cardoso e Trichês (1998), a análise dos resultados do ensaio do Cone de Penetração Dinâmica é realizada através da curva DCP, a qual representa o número de golpes acumulado para se alcançar uma determinada profundidade. A inclinação das retas no gráfico da curva do DCP representa o índice de penetração - DN, em mm/ golpe, este é obtido através da razão entre a profundidade e o número de golpes necessário para atingir esta profundidade, sendo o número de golpes plotado no eixo das abscissas e a penetração no eixo das ordenadas, conforme Figura 8.

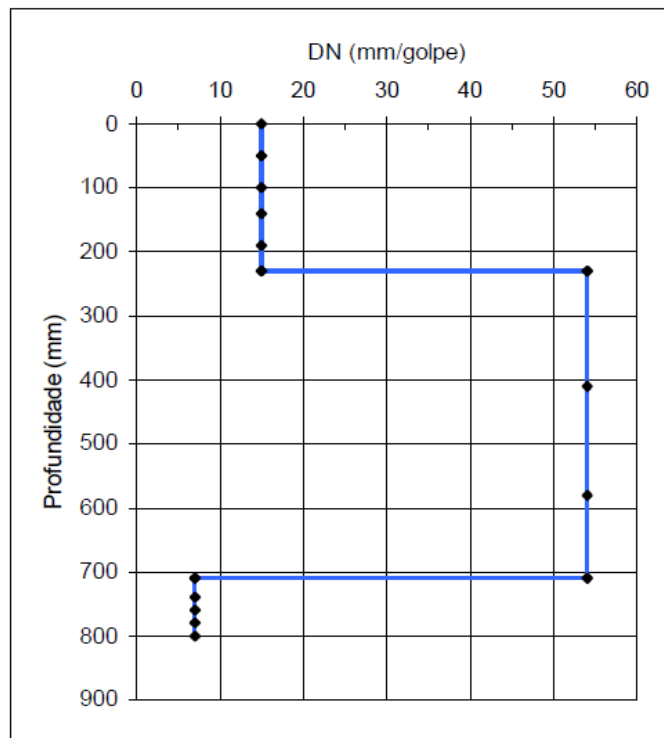


**Figura 8 - Curva DCP**  
**Fonte: Alves (2002).**

A mudança de inclinação das retas caracteriza a alteração da resistência do material, a qual pode ser causada pela mudança do tipo de material, pela alteração do teor de umidade ou de sua massa específica aparente. A espessura da camada atravessada é representada pela diferença das cotas entre duas mudanças de inclinação (CARDOSO; TRICHÊS, 1998).

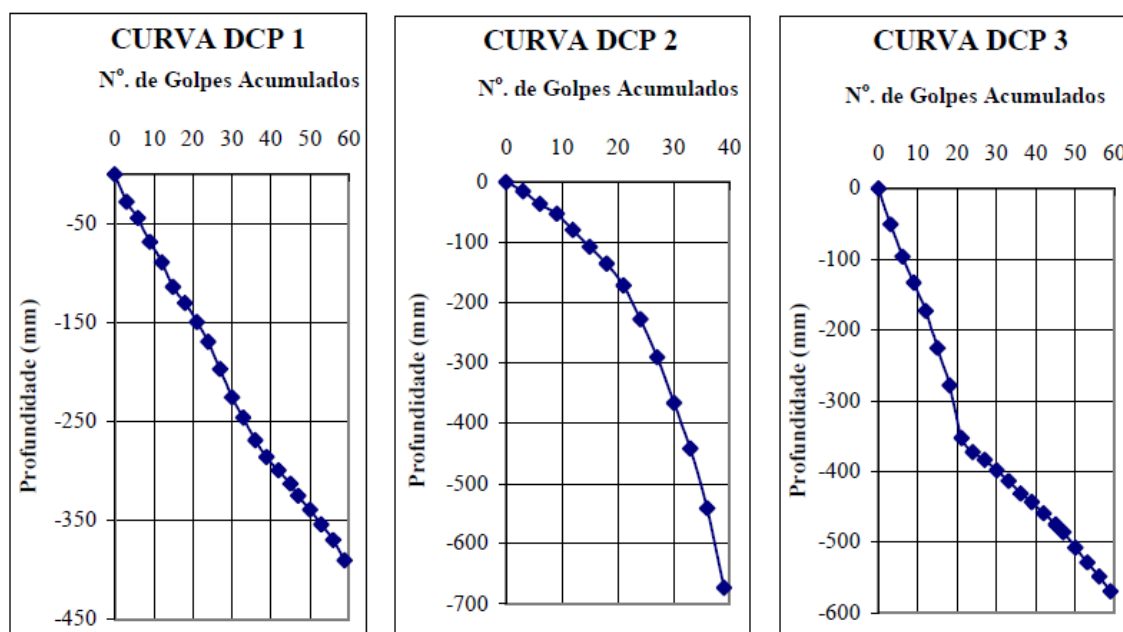
Oliveira e Vertamatti (1997) ressaltam que o DN é considerado como uma medida indireta da resistência ao cisalhamento de cada camada constituinte de uma pavimento. Assim, quanto maior a inclinação da reta menor será a resistência da camada.

Conforme Alves (2002), o diagrama estrutural é uma representação derivada da curva DCP, este representa o índice de penetração em função da profundidade, sendo o valor DN indicado nas abscissas e a profundidade nas ordenadas, conforme demonstrado na Figura 9. A uniformidade do material pode ser observada nos trechos constantes do diagrama estrutural.



**Figura 9 - Diagrama Estrutural**  
Fonte: Alves (2002).

Garcez (2010) relata que o formato das curvas DCP possibilita também fornecer informações importantes relacionadas ao processo de compactação, tais como, a eficiência do equipamento utilizado para compactação e a homogeneidade da compactação com a profundidade. A Figura 10 apresenta três exemplos de curvas típicas que poderão ser obtidas no ensaio DCP.



**Figura 10 - Formato típico das curvas DCP**  
**Fonte: Alves (2002).**

Alves (2002) apresenta as seguintes interpretações para as curvas DCP típicas:

- A Curva DCP 1 ilustra um caso em que se tem uma homogeneidade de compactação com a profundidade, o que representa um eficiente controle da compactação das camadas.
- A Curva DCP 2 demonstra que a parte superior da camada está compactada com um grau de compactação maior que a parte inferior. Neste formato da curva pode-se prever também que está se empregando uma quantidade de energia maior do que a necessário para compactar a camada, que a camada é muito espessa para o equipamento que está sendo utilizado ou ainda que o equipamento de compactação utilizado é inadequado para o solo que se deseja compactar.
- A Curva DCP 3 indica, provavelmente, a necessidade de recompactação da camada, pois percebe-se que a parte superior da camada apresenta um grau de compactação menor que a parte inferior da mesma.

#### 2.4.5 Correlações DCP x CBR

De acordo com Oliveira e Vertamatti (1997), diversas instituições do mundo tem estabelecido correlações próprias entre medidas de DCP e do CBR, tanto a nível de

laboratório como de campo, utilizando cones de 60° e 30°. No entanto, ao apresentarem essas equações muitos autores não especificam as características do material e do equipamento empregado e nem as condições dos ensaios, esses fatores podem acarretar erros de interpretação no uso indevido dessas correlações (OLIVEIRA, 1998).

As correlações entre CBR e DCP são obtidas através de análises de regressão dos resultados, que podem ser analisados por meio de modelos lineares, exponenciais, logarítmicos ou bi-logarítmicos (Log x Log), pois esses modelos mostram que existe uma relação inversa entre o DCP e o CBR para o ensaio de solos. O modelo matemático Log x Log é o que melhor descreve a relação entre o CBR e o DCP, sendo o CBR a variável dependente e o DCP a variável independente, conforme a Equação 2 (KARUNAPREMA & EDIRISINGHE, 2002 apud GUEDES 2008, p.30).

$$\log(CBR) = a + b \cdot \log(DN) \quad (2)$$

Onde CBR = Índice de suporte Califórnia, em %, DN = índice de penetração, mm/golpe e 'a' e 'b' = constantes determinadas experimentalmente.

O Quadro 2 apresenta algumas correlações internacionais entre o CBR e o DCP, da mesma forma que o Quadro 3 para correlações nacionais.

Autor	País	Ano	Especificação do DCP			Correlação DCP X CBR		
			Cone (grau)	Martelo (Kg)	A. queda (mm)	Correlação	Solo	Obtido em:
Kleyn	África do Sul	1975	60	8	575	Log CBR = 2,631 - 1,28 log DN		
Smith e Pratt	Austrália	1983	30	9,08	508	Log CBR = 2,555 - 1,145 log DN	Solo argiloso com pedregulho	In situ DCP / in situ CBR
Harison	Indonésia	1986	60	8	575	Log CBR = 2,56 - 1,16 log DN	Clay like soil	lab. DCP / lab CBR
Harison	Indonésia	1986	60	8	575	Log CBR = 3,03 - 1,51 log DN	Sand s-w	lab. DCP / lab CBR
Harison	Indonésia	1986	60	8	575	Log CBR = 2,55 - 0,96 log DN	Gravel g-w	lab. DCP / lab CBR
Harison	Indonésia	1986	60	8	575	Log CBR = 2,81 - 1,32 log DN	Dados Combinados (Clay, sand, gravel)	lab. DCP / lab CBR
TRRL	Inglaterra	1990	60	8	575	Log CBR = 2,48 - 1,057 log DN		lab. DCP / lab CBR
Ponce et al.	Chile	1991	60	8	575	Log CBR = 2,89 - 1,46 log DN	Solos finos (argila; areia)	lab. DCP / lab CBR
Angelone et al.	Argentina	1991	60	8	575	CBR = 450 DN <sup>(-1,05)</sup>	Solos finos	lab. DCP / lab CBR

**Quadro 2 - Correlações DCP X CBR já conhecidas internacionalmente**  
**Fonte: Adaptado de Guedes (2008).**

Autor	País	Ano	Especificação do DCP			Correlação DCP X CBR		
			Cone (grau)	Martelo (Kg)	A. queda (mm)	Correlação	Solo	Obtido em:
Fontes	Brasil	2001	60	8	575	$CBR = 456,63 DN^{(-1,36)} DCP/DSCBR$	A-4	lab. DCP / lab CBR
Fontes	Brasil	2001	60	8	575	$CBR = 1075,34 DN^{(-1,74)} DCP/DSCBR$	A-3	lab. DCP / lab CBR
Fontes	Brasil	2001	60	8	575	$CBR = 467,20 DN^{(-1,41)} DCP/DSCBR$	Dados combinados	lab. DCP / lab CBR
Alves et al	Brasil	2002	60	8	575	$Log CBR = 2,03 - 1,01 log DN$		lab. DCP / lab CBR
Alves	Brasil	2002	60	8	575	$CBR = 351,48 DN^{(-1,05)} DCP/DUCBR$	A-2-4	lab. DCP / lab CBR
						$CBR = 148,60 DN^{(-1,01)} DCP/DSCBR$		
Alves	Brasil	2002	60	8	575	$CBR = 954,99 DN^{(-1,27)} DCP/DUCBR$	A-2-7	lab. DCP / lab CBR
						$CBR = 516,49 DN^{(-1,17)} DCP/DSCBR$		
Alves	Brasil	2003	60	8	575	$CBR = 497,66 DN^{(-1,21)} DCP/DUCBR$	A-4	lab. DCP / lab CBR
						$CBR = 127,19 DN^{(-0,94)} DCP/DSCBR$		
Alves	Brasil	2004	60	8	575	$CBR = 247,93 DN^{(-1,06)} DCP/DUCBR$	A-7-5	lab. DCP / lab CBR
						$CBR = 77,63 DN^{(-0,96)} DCP/DSCBR$		
Alves	Brasil	2005	60	8	575	$CBR = 900,32 DN^{(-1,37)} DCP/DUCBR$	A-7-6	lab. DCP / lab CBR
						$CBR = 107,20 DN^{(-0,93)} DCP/DSCBR$		
Alves	Brasil	2006	60	8	575	$CBR = 363,67 DN^{(-1,37)} DCP/DUCBR$	Dados combinados dos solos acima	lab. DCP / lab CBR
						$CBR = 79,46 DN^{(-0,82)} DCP/DSCBR$		
Garcez	Brasil	2010	60	8	575	$Log CBR = 2,04273 - 0,854 log DN$	A6	lab. DCP / lab CBR
Garcez	Brasil	2010	60	8	575	$Log CBR = 2,14454 - 0,9988 log DN$	A-7-5	lab. DCP / lab CBR
Garcez	Brasil	2010	60	8	575	$Log CBR = 2,05465 - 0,88 log DN$	Todos	lab. DCP / lab CBR

**Quadro 3 - Correlações DCP X CBR já conhecidas internacionalmente**

Fonte: Adaptado de Guedes (2008).

Com os valores do ensaio do CBR pode-se obter a curva de compactação do solo e determinar a máxima massa específica aparente seca e o teor de umidade máximo, o que permite estabelecer uma relação entre esses parâmetros e o DN. Para os pontos que se encontram no ramo seco da curva de compactação, o DN obtido não é capaz de avaliar se o material está ou não com o grau de compactação aceitável, pois ele se apresenta praticamente constante. Portanto, para obtenção da curva de calibração não foram utilizados os pontos abaixo da umidade ótima (ALVES, 2002).



### 3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Este trabalho objetivou avaliar a viabilidade do emprego do Cone de Penetração Dinâmica para controle da compactação do solo no processo do reaterro de valas de vias urbanas baseado na metodologia proposta por Garcez (2010). Para realização deste estudo executou-se uma vala experimental, utilizada para caracterização do solo e realização de ensaios *in situ*.

#### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

A vala experimental foi executada na Via do Conhecimento, Km 1, nas dependências da Universidade Tecnológica Federal do Paraná no Câmpus Pato Branco – PR, como demonstrado na Figura 11, tendo as coordenadas geográficas  $26^{\circ}11'42.3''S$   $52^{\circ}41'23.8''W$ . O local cedido para o estudo foi um terreno plano coberto com grama e solo em que não ocorre a circulação de pessoas e veículos.



**Figura 11 - Localização da Vala Experimental**  
Fonte: Adaptado de Google Maps (2015).

### 3.2 MATERIAIS E MÉTODOS

Esta pesquisa, quanto aos objetivos, classifica-se como exploratória. A pesquisa exploratória tem como finalidade possibilitar maior proximidade com o problema, tornando-o mais explícito. Mesmo que o planejamento da pesquisa exploratória seja flexível, assume, em geral, a forma de pesquisa bibliográfica ou de estudo de caso (GIL, 2002).

A abordagem do problema se deu de forma quantitativa e qualitativa. Quantitativa, uma vez que tem por objetivo analisar os resultados e compará-los entre si e qualitativa por investigar mais profundamente o fenômeno, destacando características não observadas por meio de um estudo quantitativo (MICHEL, 2005).

No que diz respeito aos procedimentos técnicos, este trabalho pode ser caracterizado como pesquisa experimental, na qual se estabelece um objeto de estudo, selecionando as variáveis influentes e definindo as maneiras de controle e análise dos efeitos que a variável provoca no objeto (GIL, 2002). Tal atribuição se explica, pois serão realizados vários ensaios de caracterização do solo, serão acompanhados os procedimentos de execução da vala experimental e posteriormente se fará as correlações entre as variáveis.

A primeira etapa desta pesquisa compreendeu a realização de uma revisão bibliográfica relacionada aos conteúdos necessários para a compreensão da mesma. Foram abordados assuntos sobre a compactação do solo, sobre o DCP e sobre o CBR.

A segunda etapa consistiu na abertura da vala experimental executada nas dependências do Câmpus Pato Branco – PR. Após a abertura da vala, foram coletadas as amostras para a caracterização do solo através de ensaios laboratoriais, configurando a terceira etapa.

Na quarta etapa, foi determinada a curva de calibração do equipamento DCP e construída uma tabela de verificação do grau de compactação. Tendo estabelecido a curva de calibração e a tabela de verificação, na quinta etapa foi realizada a compactação da vala, bem como, os ensaios in situ do Speedy, frasco de areia e DCP.

A última etapa compreende a análise dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e in situ.

A Figura 12 apresenta o diagrama do trabalho.

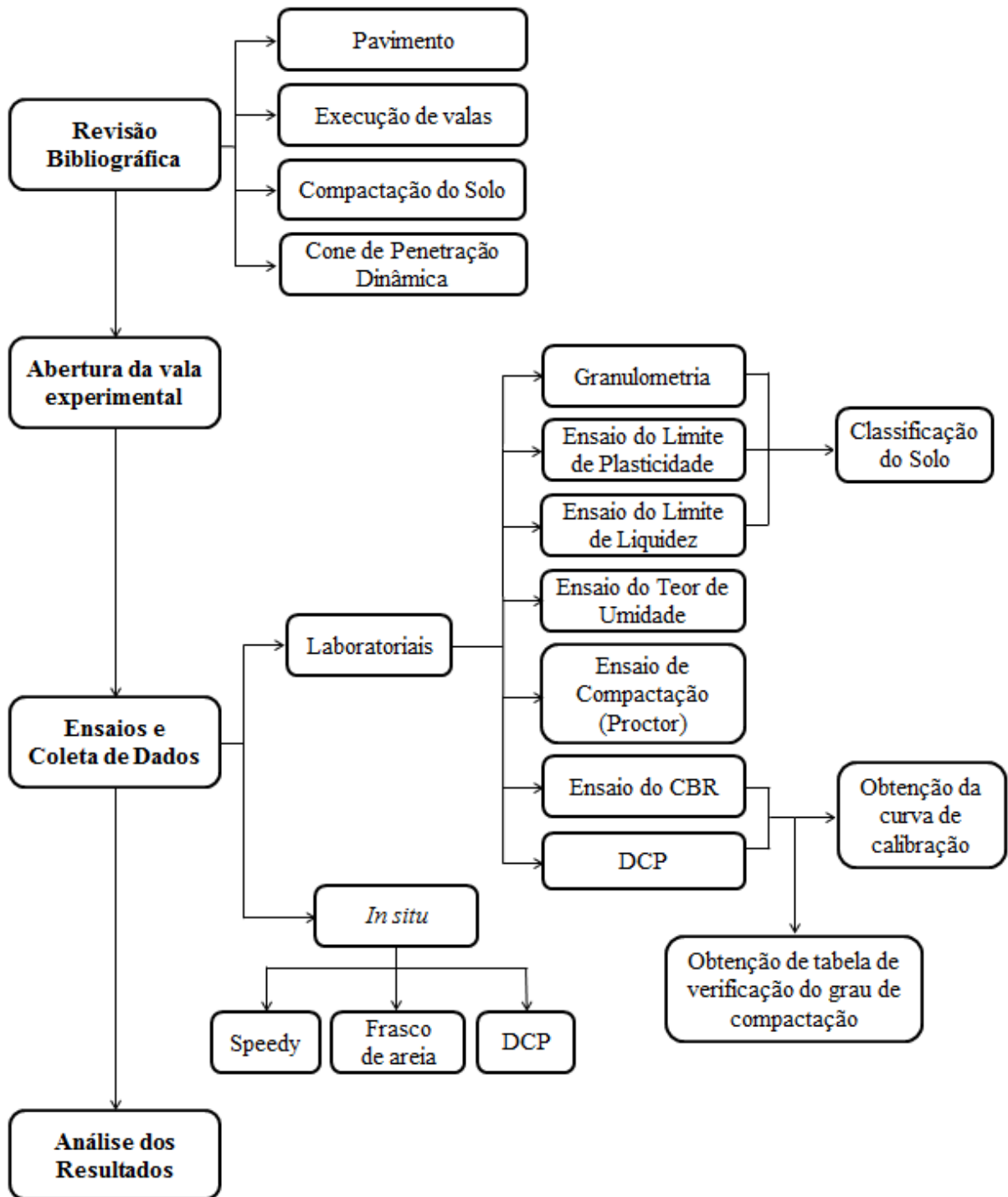


Figura 12 - Diagrama do trabalho  
 Fonte: Autoria própria.

### 3.2.1 Ensaios Laboratoriais

#### 3.2.1.1 Classificação do solo

##### 3.2.1.1.1 Sistema de Classificação do HRB

O Sistema de Classificação do HRB (Highway Research Board) é um sistema de classificação dos solos bastante empregado no meio rodoviário. Nesse sistema, os solos são divididos em grupos e subgrupos em função da sua granulometria e plasticidade (CAPUTO, 1988).

Inicia-se a classificação dos solos em granulares (35% ou menos passando pela peneira nº 200), e em silto-argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200) (CAPUTO, 1988).

Conforme Pinto (2006), os solos granulares são subdivididos em:

- A-1a – Solos grossos, com menos de 50% passando na peneira nº 10 (2mm), menos de 30% passando na peneira nº 40 (0,42mm) e menos de 15% passando na peneira nº 200. O IP dos finos deve ser menor que 6. Correspondem, aproximadamente, aos pedregulhos bem-graduados, GW, do Sistema Unificado.
- A-1b – Solos grossos, com menos de 50% passando na peneira nº 40 e menos de 25% na peneira nº 200, também com IP menor que 6. Corresponde à areia bem graduada, SW.
- A-3 – Areias finas, com mais de 50% passando na peneira nº 40 e menos de 10% passando na peneira nº 200. São portanto, areias finas mal-graduadas, com IP nulo. Correspondem às SP.
- A-2 – São areias em que os finos presentes constituem a característica secundária. São subdivididos em A-2-4, A-2-5, A-2-6 e A-2-7, em função dos índices de consistência (PINTO, 2006, p. 70).

Os solos finos constituem os grupos A-4, A-5, A-6 e A-7 e são subdivididos somente em função dos índices de consistência (PINTO, 2006). A Figura 13 apresenta o esquema para a classificação dos solos pelo sistema HRB.

Classificação Geral	Solos Granulares ( $P_{200} < 35\%$ )							Solos Silto-Argilosos ( $P_{200} > 35\%$ )			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
<b>P<sub>10</sub></b>	<50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>P<sub>40</sub></b>	<30	<50	>50	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>P<sub>200</sub></b>	<15	<25	<10	<35	<35	<35	<35	>35	>35	>35	>35
<b>LL</b>	-	-	-	<40	>40	<40	>40	<40	>40	<40	>40
<b>IP</b>	<6	<6	NP	<10	<10	>10	>10	<10	<10	>10	>10
<b>Índice de Grupo (IG)</b>	0	0	0	0	0	<4	<4	<8	<12	<16	<20
<b>Tipos de material</b>	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulhos e areias silteosas ou argilosas				Solos silteosos		Solos argilosos	
<b>Classificação como subleito</b>	Excelente a bom						Regular a mau				
NOTAS: (1) - P <sub>10</sub> , P <sub>40</sub> e P <sub>200</sub> indicam, respectivamente, as porcentagens que passam nas peneiras números 10 (2mm), 40 (0,42mm) e 200 (0,074mm) (2) - LL e IP referem-se a fração passando na # 40 (3) - Para o subgrupo A-7-5: IP ≤ LL - 30 e para o A-7-6: IP > LL - 30 (4) A identificação é feita da esquerda para a direita, razão porque o A-3 é colocado antes do A-2, sem que isso signifique superioridade daquele sobre este											

**Figura 13 – Sistema de classificação HRB**

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

### 3.2.1.1.2 Análise Física do Solo

Uma amostra natural deformada de solo foi encaminhada para o Laboratório de Física do Solo do curso de Agronomia da UTFPR, câmpus Pato Branco - PR para realização de ensaio de Análise Física do Solo. Essa análise, também conhecida como Análise Granulométrica ou Textural, teve a finalidade de determinar as principais frações granulométricas que compõem o solo, separando o mesmo em areia, silte e argila.

### 3.2.1.2 Determinação do teor de umidade

Caputo (1988) define a umidade de um solo como sendo a razão entre o peso de água existente num determinado volume de solo e o peso da parte sólida presente neste mesmo volume.

O teor de umidade ( $h$ ), representado em porcentagem, pode ser obtido de acordo com as especificações do Anexo da NBR 6457 (ABNT, 1986) Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Primeiramente foi necessário determinar a massa da amostra de solo úmida, ou seja, no seu estado natural e posteriormente a massa do solo seco após a secagem em estufa. Obtendo esses valores e o valor correspondente a massa do recipiente utilizado para realizar a pesagem da amostra, foi possível determinar o teor de umidade através da Equação 3.

$$h = \frac{M1-M2}{M2-M3} \times 100 \quad (3)$$

Onde M1 é a massa do recipiente + amostra natural, em g, M2 a massa do recipiente + solo seco, em g, e M3 a do recipiente, em g.

Os materiais utilizados na realização do ensaio da determinação do teor de umidade foram os seguintes:

- Balança que permitiu pesar nominalmente 200g, 1,5kg e 5 kg, com resolução de 0,01g, 0,1 g e 0,5g, respectivamente, e sensibilidade compatíveis;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110;
- Dessecador contendo sílica gel;
- Cápsulas metálicas com tampa;

### 3.2.1.3 Limite de Liquidez

O limite de liquidez - LL do solo representa o teor de umidade em que o solo passa para o estado plástico e perde sua capacidade de fluir (CAPUTO, 1988).

A NBR 6459 (ABNT, 1984) Solo – Determinação do limite de liquidez prescreve o método para determinação do limite de liquidez que é realizado utilizando-se o aparelho de

Casagrande. O aparelho consiste num prato em forma de concha que é instalado sobre um suporte. Adiciona-se a amostra de solo no prato, faz-se um sulco e deixa-se cair o prato, repetidamente com intensidade constante. O LL do solo é o teor de umidade para o qual o sulco se fecha com 25 golpes (CAPUTO, 1988).

Utilizaram-se os seguintes materiais para a realização do ensaio:

- Balança de precisão 0,01 gramas;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110°C;
- Peneira de 0,42mm (nº 40);
- Almofariz;
- Colher;
- Cápsula de Porcelana;
- Espátula de lâmina flexível;
- Aparelho Casagrande;
- Cinzel;
- Cápsulas metálicas com tampa.

Primeiramente, de acordo com NBR 6457 (ABNT, 1986), preparou-se a amostra secando-a ao ar, até próximo da umidade higroscópica, ou seja, próximo do valor médio em torno do qual oscila o teor de umidade da amostra.

Posteriormente, desmanchou-se os torrões e homogeneizou-se a amostra. Com o auxílio do repartidor, reduziu-se a quantidade de material até se obter uma amostra representativa em quantidade suficiente para a realização do ensaio.

Tomou-se uma fração da amostra e passou-a na peneira de 0,42 mm, de modo a obter cerca de 200 g de material passado. O material assim obtido constituiu a amostra a ser ensaiada conforme a Figura 14.

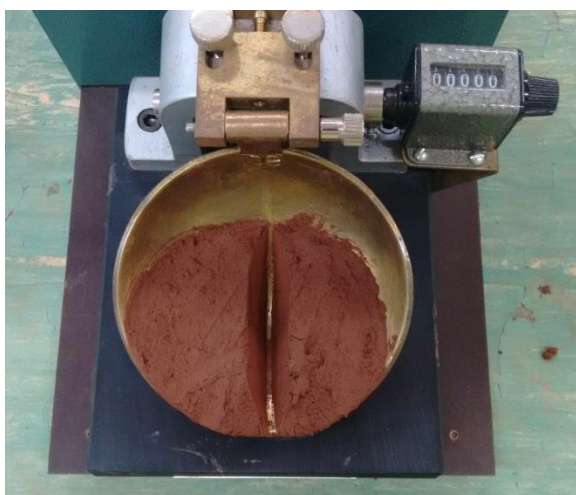


**Figura 14 - Amostra preparada para o ensaio de limite de liquidez**  
**Fonte: Autoria própria.**

Em seguida, colocou-se a amostra na cápsula de porcelana, adicionou-se água destilada em pequenos incrementos, amassando e revolvendo, vigorosa e continuamente, com o auxílio da espátula, de forma a obter uma pasta homogênea de consistência plástica. O tempo total de homogeneização foi de 30 min.

Com a pasta bem homogênea passou-se para a concha do aparelho de Casagrande certa quantidade de massa plástica de solo, espalhando-a, de modo que a mesma ocupa-se aproximadamente  $\frac{2}{3}$  da superfície da concha. Para regularizar a superfície, alisou-se com a espátula a massa de solo, até que esta se apresentasse com aproximadamente 1 cm de espessura máxima na parte central da concha.

Com o auxílio do cinzel, fez-se uma ranhura no meio da massa de solo, segundo o plano de simetria do aparelho de Casagrande e no sentido de maior comprimento do aparelho, conforme Figura 15. Dividindo a massa de solo em duas parcelas, deixando a parte do fundo do aparelho bem visível.



**Figura 15 - Ranhura aberta na massa de solo**  
**Fonte: Autoria própria.**

O aparelho de Casagrande utilizado no ensaio era elétrico, sendo que o mesmo aplicava e contava os golpes, cabendo ao operador constatar o fechamento da ranhura num comprimento de 1,3 cm e parar a operação. O número de golpes aceitável foi de 15 a 35 golpes. Quando a amostra se fechava com número de golpes fora desse intervalo os dados eram descartados. Objetivou-se empregar número de golpes maiores no começo do ensaio para que conforme fosse adicionada água destilada à amostra o número de golpes fosse menor para o fechamento.

Após a amostra fechar os 1,3 cm, com o auxílio da espátula retirou-se uma pequena quantidade de material no local onde as bordas da ranhura se tocaram e colocou-se a amostra



em uma cápsula metálica, pesou-se a cápsula e deixou-se a mesma na estufa para a determinação da umidade.

Posteriormente, transferiu-se o material que sobrou no aparelho de Casagrande de volta ao recipiente de porcelana, adicionando-se mais um pouco de água destilada, misturando por cerca de 3 min e repetiu-se o processo por mais cinco vezes. Limpou-se todos os equipamentos utilizados antes da repetição de cada processo.

Após 24 h, retirou-se as cápsulas metálicas da estufa e colocaram-se as mesmas no dessecador por cerca de 30 min. Posteriormente pesou-se as cápsulas metálicas com as amostras secas.

Com os resultados do ensaio, construiu-se um gráfico com números de golpes nas ordenadas e os teores de umidades correspondentes nas abcissas, obteve-se então uma reta que melhor ajustou os pontos. Na reta, verificou-se o limite de liquidez do solo que é o teor de umidade correspondente a 25 golpes.

#### 3.2.1.4 Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade

O limite de plasticidade - LP é o teor de umidade em que o solo passa do estado plástico para o estado semi-sólido (CAPUTO, 1988). A NBR 7180 (ABNT, 1984) Solo – Determinação do limite de plasticidade prescreve que limite de plasticidade é obtido pelo cálculo do teor de umidade para o qual o solo começa a se fragmentar quando se pretende moldar, com ele, um cilindro de 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento.

Os materiais utilizados para a realização do ensaio foram:

- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110°C;
- Cápsula de porcelana;
- Espátula metálica;
- Balança que permita pesar nominalmente 200g com resolução de 0,01 g e sensibilidade compatível;
- Gabarito cilíndrico para comparação com 3 mm de diâmetro e cerca de 100 mm de comprimento;
- Cápsulas metálicas com tampa;
- Placa de vidro de superfície esmerilhada, com cerca de 30 cm de lado;

Primeiramente, preparou-se a amostra de acordo com NBR 6457 (ABNT, 1986) como descrito no ensaio do limite de liquidez.

Colocou-se a amostra preparada na cápsula de porcelana, adicionou-se água destilada em pequenos incrementos. A amostra foi amassada e revolvida, vigorosa e continuamente, com auxílio da espátula, até obter-se uma pasta homogênea de consistência plástica. O tempo total de homogeneização foi de 30min.

Em seguida, tomou-se cerca de 10g da amostra assim preparada e formou-se uma pequena bola que foi rolada sobre a placa de vidro (sobre a superfície esmerilhada) com pressão suficiente da palma da mão para que lhe desse a forma de cilindro.

Caso a amostra fragmentasse antes de atingir o diâmetro de 3 mm, retornava-se a amostra à cápsula de porcelana, adicionava-se água destilada, homogeneizava-se durante 3 minutos, amassava-se e revolvia-se vigorosa e continuamente com auxílio da espátula e repetia-se o procedimento descrito anteriormente. Realizaram-se várias tentativas até que a amostra se fragmentasse ao atingir o diâmetro de 3mm.

Obtida a amostra fragmentada, transferiram-se imediatamente as partes da mesma para um recipiente adequado (cápsula de alumínio), para determinação da umidade conforme prescrito na NBR 6457 (ABNT, 1986). A Figura 16 apresenta uma amostra do ensaio de plasticidade.



**Figura 16 - Ensaio de plasticidade**  
**Fonte: Autoria própria.**

Tomou-se a amostra fragmentada e a colocou em uma cápsula metálica adequada com tampa. Pesou-se o conjunto e anotou-se a massa como  $M_1$ .

Removeu-se a tampa, colocou-se a cápsula em estufa, à temperatura de 105 °C a 110 °C, onde permaneceu até apresentar constância de massa por aproximadamente 24 horas.

Transferiu-se a cápsula da estufa para o dessecador contendo sílica gel, onde permaneceu até atingir a temperatura ambiente. Recolocou-se a tampa e pesou-se o conjunto, com a mesma resolução correspondente, e anotou-se como massa  $M_2$ .

Repetiu-se as operações acima de modo a obter pelo menos 3 valores de umidade. Calculou-se a umidade através da Equação 4:

$$h = \frac{M_1 - M_2}{M_2 - M_3} \times 100 \quad (4)$$

Onde  $M_1$  é a massa do recipiente + amostra natural, em g,  $M_2$  a massa do recipiente + solo seco, em g, e  $M_3$  a do recipiente, em g.

O limite de plasticidade foi obtido através da média de três valores de umidade.

A NBR 7180 (ABNT, 1984) também apresenta a expressão empregada para determinação do índice de plasticidade, de acordo com a Equação 5.

$$IP = LL - LP \quad (5)$$

Onde IP é o índice de plasticidade, em %, LL o limite de liquidez, em %, e LP o limite de plasticidade do solo, em %.

### 3.2.1.5 Ensaio de compactação

A amostra para realização do ensaio de compactação foi preparada de acordo com NBR 6457 (ABNT, 1986). Empregou-se como forma de ensaio o reuso de material e amostra preparada com secagem prévia até a umidade higroscópica. Para isso o material foi seco ao ar, até próximo da umidade higroscópica. Posteriormente, desmanchou-se os torrões e quarteou-se a amostra até obter-se quantidade suficiente para realização do ensaio.

Passou-se a amostra na peneira de 4,8 mm e verificou-se que menos que 7 % do material ficou retido na mesma, dessa forma, utilizou-se uma quantidade de 3 Kg de amostra que foi ensaiada em um cilindro pequeno.

O ensaio normal de Proctor foi realizado de acordo com a NBR 7182 (ABNT, 1984) Solo - Ensaio de Compactação. Empregou-se a energia normal de compactação através da compactação do solo em três camadas sucessivas de vinte e seis golpes cada.

Para a realização do ensaio, foram usados os seguintes equipamentos:

- Balanças com resoluções de 1 g e 0,01 g;
- Peneira de 4,8 mm;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105 °C e 110 °C;
- Cápsulas metálicas com tampa;
- Bandeja metálica;
- Régua de aço biselada com comprimento de 30 cm;
- Espátulas de lâmina flexível;
- Cilindro metálico pequeno (compreende o molde cilíndrico, sua base e cilindro complementar de mesmo diâmetro);
- Soquete pequeno: soquete metálico com massa de  $(2.500 \pm 10)$  g e dotado de dispositivo de controle de altura de queda (guia), que é de  $(305 \pm 2)$  mm;
- Béqueres de vidro;
- Extrator de corpo-de-prova;
- Papel filtro com diâmetro igual ao do molde empregado.

Primeiramente, aferiu-se as dimensões e o peso do molde cilíndrico. Então, fixou-se o cilindro à sua base, acoplando o cilindro complementar e apoiando o conjunto em uma base rígida. A base do molde foi devidamente preparada com uma folha de papel filtro de diâmetro igual para evitar a aderência do solo compactado com a superfície metálica.

Como não se conhecia o teor de umidade ótimo do solo em questão não iniciou-se o ensaio com o material com cerca de 5% de umidade abaixo da umidade ótima presumível, como recomendado pela NBR 7182 (ABNT, 1984). Com o auxílio de béqueres de vidro, adicionou-se gradativamente água destilada, ao material da amostra preparada para o ensaio em bandeja metálica, revolvendo-o continuamente.

Após completa homogeneização do material, realizou-se a sua compactação do material. Os golpes foram aplicados perpendicularmente e distribuídos uniformemente sobre a superfície de cada camada, cuidando para que as alturas das camadas compactadas fossem aproximadamente iguais. A compactação de cada camada fora precedida de uma ligeira escarificação da camada subjacente, para garantir a adesão entre as mesmas.

Após a compactação da última camada, o cilindro complementar foi removido depois de escarificar o material em contato com a parede do mesmo, com auxílio de espátula. Removeu-se o excesso de solo compactado acima do molde, com auxílio de régua biselada. Feito isso, removeu-se a base do molde e o conjunto pesado com resolução de 1 g, obtendo o

peso úmido do solo compactado -  $P_h$ , através da subtração do peso do molde cilíndrico obtido anteriormente.

Com auxílio do extrator, retirou-se o corpo-de-prova do molde, de acordo com a Figura 17, e do centro do mesmo, tomou-se uma amostra para determinação da umidade -  $h$ , de acordo com o Anexo da NBR 6457 (ABNT, 1986). Em seguida, destorou-se o material até que passasse integralmente na peneira de 4,8 mm. Então, juntou-se este material com o remanescente na bandeja e adicionou-se água destilada, revolvendo o material, de forma a incrementar o teor de umidade. Moldou-se novos corpos de prova, seguindo os mesmos procedimentos para o primeiro, totalizando cinco corpos de prova.



**Figura 17 - Corpo de prova sendo extraído no extrator**  
**Fonte: Autoria própria.**

Para a determinação da massa específica aparente seca, necessária para a elaboração da curva de compactação, utilizou-se a Equação 6.

$$\gamma_s = \frac{P_h \times 100}{V(100+h)} \quad (6)$$

Onde  $\gamma_s$  = massa específica aparente seca, em  $\text{g/cm}^3$ ,  $P_h$  = peso úmido do solo compactado, em g,  $V$  = volume útil do molde cilíndrico, em  $\text{cm}^3$  e  $h$  = teor de umidade do solo compactado em %.

Com o resultado final, traçou-se a curva de compactação relacionando os teores de umidade e as massas específicas aparentes secas das amostras.

### 3.2.1.6 Ensaio do Índice de Suporte Califórnia

Para a realização deste ensaio utilizou-se como roteiro a NBR 9895 (ABNT, 1987) Solo –Índice de Suporte Califórnia.

Utilizou-se os seguintes materiais para a realização do ensaio:

- Balança com resoluções de 1 g e 0,01 g;
- Peneiras de 4,8mm;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110°C;
- Cápsulas metálicas com tampo;
- Bandejas metálicas;
- Régua de aço biselada com comprimento de 30 cm;
- Espátulas de lâmina flexível;
- Cilindro metálico (compreende o molde cilíndrico, sua base e cilindro complementar de mesmo diâmetro);
- Soquete metálico com massa de  $(4536 \pm 10)$  g e dotado de dispositivo de controle de altura de queda que é de  $(457 \pm 2)$  mm;
- Prato perfurado metálico com 149 mm de diâmetro e 5 mm de espessura, com haste central ajustável, composta de uma parte fixa rosqueada e de uma camisa rosqueada internamente, com a face superior plana para contato com o extensômetro;
- Porta extensômetro;
- Disco anelar de aço para sobrecarga, dividido diametralmente em duas partes, com  $(2270 \pm 10)$  g de massa total, com diâmetro externo de 149 mm e diâmetro interno de 54 mm;
- Extensômetro com curso mínimo de 10 mm graduado em 0,01 mm;
- Prensa constituída por quadro formado por base, travessa e tirante, tendo a travessa um entalhe na parte inferior para suspensão de um dinamômetro, macaco de engrenagem, de operação manual por movimento giratório de manivela com duas velocidades, prato reforçado ajustável ao macaco com 240 mm de diâmetro; Conjunto dinamométrico com capacidade de 50 kN sensível a 25 N, composto por anel dinamométrico de aço calibrado, com dispositivo para fixação no entalhe da travessa, extensômetro graduado em 0,001 mm fixado ao centro do anel, para medir encurtamentos diametrais; pistão de penetração com

49,6 mm de diâmetro e com altura de cerca de 190 mm fixado na parte inferior do anel, extensômetro graduado em 0,01 mm, com curso maior que 12,7 mm, fixado lateralmente ao pistão de maneira que seu pino se apoie no bordo superior do molde;

- Extrator de corpo de prova;
- Tanque com capacidade que permita imersão total dos corpos de prova;
- Provetas de vidro;
- Conchas metálicas;
- Papel filtro com diâmetro igual ao do molde empregado.

A amostra para realização deste ensaio foi preparada de acordo com NBR 6457 (ABNT, 1986), conforme descrito no roteiro do ensaio de compactação e apresentado na Figura 18. A energia de compactação utilizada foi a normal.



**Figura 18 - Amostra preparada para o ensaio**  
**Fonte: Autoria própria.**

Para a moldagem dos corpos de prova, fixou-se o molde cilíndrico à sua base e colocou-se o papel filtro e o disco espaçador. Depositou-se na bandeja metálica o material preparado para o ensaio em quantidade suficiente a moldagem do corpo de prova, conforme a Figura 19. Como o CBR utilizado neste estudo teve a finalidade de correlação com o DCP, as umidades empregadas nos corpos de prova se encontravam na curva de compactação do solo, iniciando com aproximadamente 5% abaixo da umidade higroscópica e acrescentou-se incrementos de água destilada.



**Figura 19 - Homogeneização da amostra**  
**Fonte: Autoria própria.**

Iniciou-se o processo de compactação em cinco camadas, como apresentado na Figura 20, com espessuras aproximadamente iguais, com 12 golpes em cada, sendo que a compactação de cada camada foi precedida de uma ligeira escarificação.



**Figura 20 - Compactação de uma camada do corpo de prova**  
**Fonte: Autoria própria.**

Após o término da compactação da última camada, retirou-se o cilindro complementar e removeu-se o excesso de solo compactado com a régua biselada conforme Figura 21.





**Figura 21 - Remoção do excesso de solo com a régua biselada**  
**Fonte: Autoria própria.**

Posteriormente, pesou-se o conjunto e obteve-se a massa úmida do solo compactado -  $M_h$ , subtraindo do mesmo a massa do molde cilíndrico. Essas operações foram repetidas quatro vezes para caracterizar a curva de compactação, sendo que os corpos de prova foram utilizados nos ensaios de expansão e penetração.

Para prosseguir com o ensaio de expansão o molde foi virado, deixando o espaço anteriormente ocupado pelo disco espaçador voltado para cima e colocando neste espaço o prato perfurado com a haste de expansão e sobre ele, dois discos anelares cuja massa total era de  $(4540 \pm 20)$  g. Apoiou-se a haste do extensômetro acoplado ao porta-extensômetro, colocado na borda superior do cilindro, na haste de expansão do prato perfurado.

Com o intuito de obter uma leitura padrão para todas as amostras, posicionou-se o conjunto de forma que a extremidade da haste do extensômetro ficasse em contato com a haste de expansão do prato perfurado, cuidando para sempre zerar o extensômetro como mostrado na Figura 22.



**Figura 22 - Corpo de prova pronto para ensaio de expansão**  
**Fonte: Autoria própria.**

Em seguida, as amostras foram imersas em água durante quatro dias, sendo realizadas leituras a cada 24h. Após o período de embebição, retirou-se os corpo de prova da imersão e deixou-se os mesmos escoarem durante 15 minutos. Após esse tempo, realizou-se o ensaio de penetração.

O ensaio de penetração foi realizado no laboratório da empresa Zancanaro Terraplenagens no município de Pato Branco - PR. Para este ensaio foram colocadas as mesmas sobrecargas aplicadas para no ensaio de expansão no topo de cada corpo de prova. O conjunto foi colocado no prato da prensa de CBR, aplicou-se uma carga de aproximadamente 45 N através do assentamento do pistão de penetração, controlando o deslocamento pelo ponteiro do extensômetro do anel dinamométrico, conforme Figura 23. Em seguida, zerou-se o extensômetro do anel dinamométrico e o extensômetro que mede a penetração do pistão no solo e acionou-se a manivela da prensa com velocidade aproximada de 1,27 mm/minuto.



**Figura 23 - Corpo de prova pronto para ensaio de penetração**  
**Fonte: Aatoria própria.**

Sabendo que as leituras consideradas no extensômetro do anel são função de uma penetração do pistão no solo e de um tempo especificado para o ensaio e que medem encurtamentos diametraes provenientes da atuação de cargas, as mesmas foram realizadas conforme prescrito na NBR 9895 (ABNT, 1987) e especificado na Tabela 1.

**Tabela 1 - Tabela para leitura do ensaio de penetração**

<b>Tempo (min)</b>	<b>Penetração (mm)</b>	<b>Leitura (mm)</b>	<b>Carga (N)</b>	<b>Pressão (MPa)</b>
0,5	0,63			
1	1,27			
1,5	1,9			
2	2,54			
2,5	3,17			
3	3,81			
3,5	4,44			
4	5,08			
5	6,35			
6	7,62			
7	8,89			
8	10,16			
9	11,43			
10	12,7			

**Fonte: Adaptado de ABNT (1987).**

A NBR 9895 (ABNT, 1987) descreve a determinação da massa específica aparente seca de cada corpo de prova utilizando a Equação 7. De posse dos valores da massa específica aparente seca e do teor de umidade, traçou-se a curva de compactação.

$$\gamma_s = \frac{Mh}{V} \frac{100}{(100+h)} \quad (7)$$

Onde  $\gamma_s$  = massa específica aparente seca do solo, em g/cm<sup>3</sup>, Mh = Massa úmida do solo compactado, em g, V = Volume útil do molde cilíndrico, em cm<sup>3</sup>, h = teor de umidade do solo compactado, em %.

A expansão de cada corpo de prova, conforme a NBR 9895 (ABNT, 1987) pode ser obtida através da Equação 8.

$$\text{Expansão (\%)} = \frac{(\text{leitura final} - \text{leitura inicial no extensômetro})}{\text{altura inicial do corpo-de-prova}} 100 \quad (8)$$

De acordo com a NBR 9895 (ABNT, 1987), para o cálculo do CBR deve-se construir a curva pressão-penetração, se a mesma apresentar um ponto de inflexão deve-se marcar uma tangente à curva nesse ponto até que ela intercepte o eixo das abcissas. A curva corrigida passa a ser essa tangente mais a porção convexa da curva original, sendo que a origem da curva será então o ponto em que a tangente corta o eixo das abcissas. Sendo c a distância entre esse ponto até a origem dos eixos, soma-se as correspondentes penetrações de 2,54 mm e 5,08

mm a essa distância  $c$ . Com a curva corrigida, obtêm-se os valores correspondentes das novas ordenadas, que representam os valores das pressões corrigidas para as pressões antes referidas.

Calculou-se o CBR para as penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm, utilizando a pressão calculada ou a pressão corrigida conforme o caso. O valor da pressão padrão é definido pela NBR 9895 (ABNT, 1987), sendo 6,90 MPa para penetração de 2,54 mm e 10,35 MPa para penetração de 5,08 mm. Como valor definitivo de CBR adotou-se o maior dos valores obtidos nas penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm na Equação 9.

$$CBR = \frac{\textit{pressão calculada ou pressão corrigida}}{\textit{pressão padrão}} 100 \quad (9)$$

### 3.2.2 Ensaios *in situ* na vala experimental

Foi executada uma vala experimental nas dependências da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco - PR. Para execução desta vala, foram utilizados todos os procedimentos de execução especificados nas normativas, bem como coleta de material para realização dos ensaios laboratoriais de caracterização do solo e realização de ensaios *in situ* do frasco de areia e do DCP. Cabe ressaltar que na execução de escavações deve-se seguir as recomendações de segurança da Norma Regulamentadora 18 - NR 18:2015, Condições e meio ambiente de trabalho na indústria da construção.

A vala foi executada com uma mini escavadeira Bobcat, tendo aproximadamente 0,60 m de largura e 2 m de profundidade na parte plana e 7 m de comprimento, sendo 4 m do comprimento da vala utilizados para rampa de acesso, conforme Figura 24.



**Figura 24 - Execução da vala experimental**  
**Fonte: Autoria própria.**

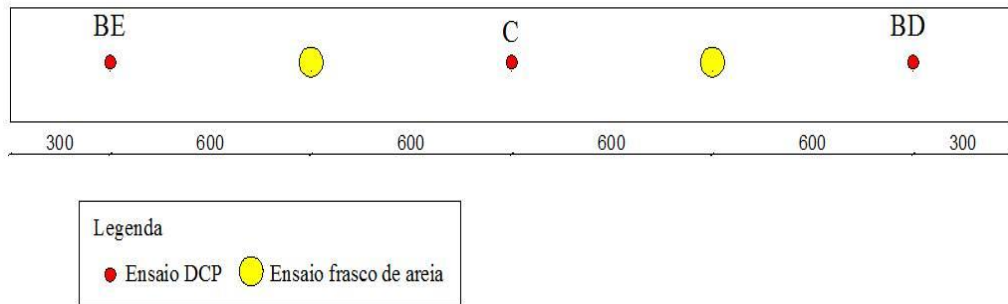
Tendo feito todos os ensaios laboratoriais necessários para caracterização do solo, realizou-se o fechamento de parte da vala e os ensaios *in situ*. No processo de reaterro foi realizada inicialmente a verificação da umidade através do método Speedy. Posteriormente, regularizou-se o fundo e em sequência foi lançado e espalhado o material de reaterro. Procurou-se chegar a uma camada de aproximadamente 0,30 m de espessura de solo solto. O comprimento total da vala compactado foi de 3 m.

A compactação das camadas de solo foi realizada através do compactador de solo RAR 68H, com as especificações apresentadas no Quadro 4. O tempo de compactação foi de 7 minutos, sendo empregados 4 min/m<sup>2</sup>.

Mecanismo	Monocilíndrico, 4 tempos, Refrigerado a Ar
Motor	Honda GX 100, Gasolina
Potência	3.0 HP/2.2 kW
Peso	68 kg/149 lbs
Percurssão (taxa p/ minuto)	650 a 695
Força de impacto	1300 kg/12,7 kN
Curso do salto	40 a 85 mm
Tamanho da sapata	330 x 285 mm/13 x 11"
Dimensão	430 x 760 x 1200 mm/17 x 31 x 40"
Reservatório Combustível	2,800 l

**Quadro 4 - Especificações do compactador de solo RAR 68H**  
**Fonte: Adaptado de Raisman (2013).**

Foram compactadas quatro camadas, sendo que, em cada camada foram realizados três ensaios do DCP, um no centro da vala (C) e dois distanciados 0,30 m das extremidades das bordas direita (BD) e esquerda (BE) e dois ensaios de frasco de areia, distanciados aproximadamente 0,90 m das extremidades, conforme apresentado na Figura 25.



**Figura 25 - Croqui da vala experimental**  
**Fonte: Autoria própria.**

### 3.2.2.1 Determinação da umidade com emprego do Speedy

O objetivo do aparelho de umidade-pressão tipo Speedy é encontrar o teor de umidade do solo. No Brasil, este ensaio é normatizado pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER), pelo método “Solos e agregados miúdos – determinação da umidade com emprego do ‘Speedy’” (DNER-ME 052/94).

O aparelho utilizado foi produzido pela Contenco®, sob a marca Pavitest® e o procedimento adotado fora o proposto pela fabricante.

Para a realização do ensaio, foram usados os seguintes materiais e equipamentos:

- Ampola de carbureto de cálcio;
- Aparelho de umidade-pressão tipo *speedy* (garrafa e tampa para fechamento hermético);
- Balança tipo gancho com prato;
- Esferas de aço;
- Haste para limpeza;
- Recipiente e espátula para coleta e manuseio da amostra.

Primeiramente, obteve-se uma amostra desagregada e representativa do solo a analisar. Em seguida, verificou-se a umidade prevista para o material e constatou-se que sua umidade seria maior que 20 %, sendo necessária uma quantidade de 5 g de solo para a realização do ensaio. Para obter a amostra de 5 g fora utilizada a balança oferecida pelo aparelho.

Dando andamento ao ensaio, fora colocado na garrafa do aparelho duas esferas de aço e uma ampola de carbureto de cálcio. Juntamente, fora inserido o peso exato de 5 g de solo desagregado.

A garrafa foi fechada hermeticamente e, com movimentos aplicados à mesma, proporcionou-se a quebra da ampola pelos choques com as esferas, conforme Figura 26. O movimento se deu até que fosse assegurado o total contato da amostra com o carbureto de cálcio.



**Figura 26 - Agitação da garrafa do aparelho de umidade pressão**  
**Fonte: Autoria própria.**

A pressão indicada no medidor foi lida e anotada, abriu-se lentamente a garrafa, descarregando e limpando a mesma.

#### 3.2.2.2 Ensaio do Frasco de Areia

A NBR 7185 (ABNT, 1986) Solo – Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego do frasco de areia prescreve o método de determinação da massa específica aparente do solo *in situ* para solos de qualquer granulacão e que possam ser escavados com ferramentas de mão.

Utilizou-se a seguinte aparelhagem para a execução do ensaio:

- Frasco de plástico translúcido com cerca de 3500 cm<sup>3</sup> de capacidade, dotado de gargalo rosqueado, com funil metálico provido de registro e de rosca para se atarraxar ao frasco;
- Bandeja quadrada rígida, metálica, com cerca de 30 cm de lado e bordas de 2,5 cm de altura, com orifício circular no centro, dotado de rebaixo para apoio do funil anteriormente citado;
- Pá de mão;
- Talhadeira de aço;
- Balanças que permitam determinar nominalmente 1,5 kg e 10 kg, com resolução de 0,1 g e 1 g, respectivamente, e sensibilidades compatíveis;
- Recipiente que permita adicionar a amostra, sem perda de umidade;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110°C;
- Cilindro metálico de volume conhecido;
- Areia lavada e seca, de massa específica aparente conhecida e obtida conforme NBR 7185 (ABNT, 1986), e constituída de fração com diâmetro dos grãos compreendido entre 1,2 mm e 0,59 mm, sendo que a soma das porcentagens, em massa, retida na peneira de 1,2 mm e passando na peneira de 0,59 mm deve ser igual ou menor que 5%. O armazenamento da areia, após a secagem, deve ser feito de modo a evitar o ganho de umidade.
- Peneiras de 1,2mm a 0,59mm.

#### **3.2.2.2.1 Determinação da massa da areia que preenche o funil e o orifício no rebaixo da bandeja**

Para a determinação da massa de areia que preenche o funil e o orifício no rebaixo da bandeja, montou-se o conjunto frasco + funil. Encheu-se o frasco com a areia seca peneirada e determinou-se a massa do conjunto com a areia ( $M_1$ ). Apoiou-se o funil sobre uma superfície plana e abriu-se o registro do frasco, deixando a areia escoar livremente, até cessar o seu movimento no interior do recipiente. Fechou-se o registro e pesou-se o conjunto ( $M_2$ ). Repetiu-se o procedimento mais duas vezes.



A massa da areia deslocada, que preencheu o funil e o orifício no rebaixo da bandeja é determinada pela Equação 10, sendo que a massa de areia utilizada foi a média das três determinações.

$$M3 = M1 - M2 \quad (10)$$

Onde  $M3$  = massa de areia do funil e orifício, em g,  $M2$  = massa frasco + funil + areia sobrou, em g,  $M1$  = massa frasco + funil + areia total, em g.

### 3.2.2.2 Determinação da massa específica aparente da areia

Para a determinação da massa específica aparente da areia, primeiramente montou-se o conjunto frasco + funil e o encheu-se o frasco com areia seca peneirada, determinando em seguida a massa do conjunto ( $M4$ ).

Colocou-se o funil sobre a bandeja que ficou apoiada sobre a borda de um cilindro metálico de volume conhecido e abriu-se o registro do frasco, deixando a areia escoar livremente, conforme Figura 27. Quando a areia parou de escoar, fechou-se o registro do frasco e pesou-se o conjunto frasco + funil + areia que sobrou ( $M5$ ). Repetiu-se esse procedimento mais duas vezes.



**Figura 27 - Determinação da massa específica aparente da areia**  
Fonte: Autoria própria.

A massa da areia que preencheu o cilindro de volume conhecida através da Equação

$$M6 = M4 - M5 - M3 \quad (11)$$

Onde  $M6$  = massa de areia que preencheu o cilindro, em g,  $M4$  = massa do frasco + funil + areia total, em g,  $M5$  = massa do frasco + funil + areia que sobrou, em g,  $M3$  = massa de areia do funil e orifício, em g.

A massa específica da areia é calculada pela Equação 12:

$$\gamma_{ar} = \frac{M6}{V} \quad (12)$$

Onde  $\gamma_{ar}$  massa específica aparente da areia, em  $g/cm^3$ ,  $M6$  = massa de areia que preencheu o cilindro, em g e  $V$  é o volume do cilindro, em  $cm^3$ .

### 3.2.2.2.3 Determinação da massa da areia que preenche a cavidade do terreno

Para determinação da massa de areia que preenche a cavidade no terreno, primeiramente limpou-se a superfície do terreno, objetivando deixá-la plana e horizontal e verificando o nivelamento com o nível de bolha, conforme a Figura 28.



**Figura 28 - Nivelamento do solo**  
**Fonte: Autoria própria.**

Colocou-se a bandeja e escavou-se um orifício de profundidade de aproximadamente 15 cm e diâmetro do tamanho do furo contido na bandeja com o auxílio da talhadeira, martelo

e colher, de acordo com a Figura 29. Recolheu-se o material da bandeja em um recipiente que não perde-se umidade para posteriormente determinar a massa do material (Mh).



**Figura 29 - Escavação do orifício no solo**  
**Fonte: Autoria própria.**

Com o conjunto frasco + funil + areia (M7) montado, colocou-se o funil sobre a bandeja e abriu-se o registro deixando a areia escoar, como apresentado na Figura 30. Quando a areia parou de escoar fechou-se o registro e pesou-se o conjunto (M8).



**Figura 30- Conjunto posicionado no furo e areia residual do ensaio**  
**Fonte: Autoria própria.**

A massa da areia deslocada que preencheu o funil, o orifício no rebaixo da bandeja e a cavidade do terreno foi determinada pela Equação 13:

$$M9 = M7 - M8 \quad (13)$$

Onde  $M9$  = Massa de areia que preencheu o funil, em g,  $Mh$  = Massa do solo retirado, em g,  $M7$  = Massa frasco + funil + areia total, em g e  $M8$  = Massa frasco + funil + areia que sobrou, em g.

A massa de areia deslocada que preencheu a cavidade do terreno, em g, ( $M10$ ) é obtida segundo a Equação 14:

$$M10 = M9 - M3 \quad (14)$$

Por fim, a massa específica aparente seca do solo *in situ* é calculada conforme a Equação 15:

$$\gamma_s = \gamma_{ar} \frac{Mh}{M10} \frac{100}{(100+h)} \quad (15)$$

Onde  $\gamma_s$  = massa específica aparente seca do solo “in situ”, em g/cm<sup>3</sup>,  $\gamma_{ar}$  = massa específica aparente da areia, em g/cm<sup>3</sup>,  $Mh$  = Massa do solo extraído na cavidade do terreno,

em g, M10 = Massa da areia que preencheu a cavidade do terreno, em g , h = teor de umidade do solo extraído, em %.

### 3.2.2.3 Ensaio *in situ* com o DCP

A ASTM D6951/D6951M-09 (2015) especifica a sequência do ensaio do DCP. Deixando dispositivo DCP na posição vertical, o operador levantou o martelo até que o mesmo fizesse contato leve com o punho limitador, depois o deixou cair em queda livre e impactar o conjunto acoplador. Registrou-se a penetração correspondente ao número do golpe e repetiu-se a operação até atingir a profundidade desejada.

### 3.2.3 Curva de calibração

A obtenção da curva de calibração do DCP seguiu a metodologia de Garcez (2010). Utilizando a energia de compactação de Proctor Normal, obteve-se a curva de compactação do solo. Através da curva de compactação definiram-se 5 pontos para moldagem de 2 corpos-de-prova por ponto com as mesmas condições de umidade. Os pontos de moldagem definidos estavam próximos da umidade ótima, sendo que a maioria dos pontos encontravam-se no ramo úmido da curva de compactação, e os corpos-de-prova foram moldados de acordo com o procedimento de determinação do CBR.

Para cada ponto de umidade, realizou-se em um dos corpos-de-prova, sem imersão, o ensaio de DCP. O DCP foi posicionado próximo ao centro do corpo de prova, anotando-se a penetração em milímetros, a cada golpe, desprezando-se a primeira leitura. Com os resultados, plotou-se a curva profundidade versus número de golpes necessários para a cravação da haste até a referida profundidade. Através da curva obteve-se o valor do DN, representado pela inclinação da mesma, cuja unidade é mm/golpe. No outro corpo-de-prova, com imersão, foi realizado o ensaio de CBR.

Através da análise de regressão foi possível obter a curva de calibração do solo, relacionando os valores de DN (sem imersão) versus CBR (com imersão).

### **3.2.4 Verificação do Grau de Compactação através do DN**

De acordo com a metodologia de Garcez (2010), a verificação do grau de compactação *in situ* pode ser facilitada através da elaboração de uma tabela prática que pode ser consultada após a realização do ensaio com o DCP. Para construção da tabela foi obtida primeiramente, uma equação que correlaciona o DN (sem imersão) e o grau de compactação (com imersão) nos corpos-de-prova utilizados para a obtenção da curva de compactação e CBR do solo.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

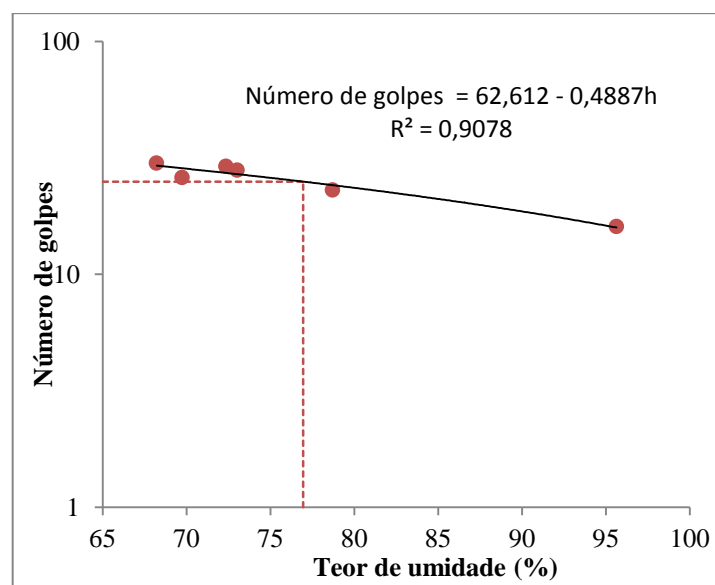
Neste capítulo, serão apresentados primeiramente os resultados obtidos em laboratório, que consistem nos ensaios de caracterização do solo estudado: granulometria, limite de liquidez e plasticidade, compactação, CBR e DCP. Também serão expostos os resultados obtidos *in situ*: *Speedy*, frasco de areia e DCP.

Serão apresentados em seguida, as relações do índice de penetração com os parâmetros do teor de umidade e massa específica aparente seca do solo. Por fim, serão determinadas as correlações do índice de penetração com o Índice de Suporte Califórnia, bem como com o grau compactação do solo.

### 4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

#### 4.1.1 Limite de liquidez

De posse dos dados dos números de golpes e dos teores de umidade, elaborou-se o Gráfico 1 e ajustaram-se linearmente os dados. O valor do teor de umidade correspondente a 25 golpes na reta representa o Limite de liquidez do solo, sendo este 76,96 %.



**Gráfico 1- Número de golpes x Teor de umidade**  
**Fonte: Autoria própria.**

#### 4.1.2 Limite de plasticidade

Os resultados do ensaio realizado para determinação do limite de plasticidade são apresentados na Tabela 2.

**Tabela 2 - Limite de Plasticidade**

<b>Amostra</b>	<b>Teor de umidade (%)</b>	<b>LP (%)</b>
1	52,94	
2	51,79	52,50
3	52,78	

**Fonte: Aatoria própria.**

Obtidos os valores de limite de plasticidade e limite de liquidez, determinou-se o valor do índice de plasticidade como sendo  $IP = 24,46 \%$ .

#### 4.1.3 Classificação do solo

De acordo com a Figura 13, classificou-se o solo estudado através do método HRB em função da sua granulometria, sabendo que mais do que 35 % da amostra passava na peneira n<sup>o</sup> 200, do seu limite de liquidez e índice de plasticidade, como sendo do grupo A-7-5 – Solo Argiloso.

O laudo da análise física do solo apresentou o resultado apresentado na Tabela 3.

**Tabela 3 - Análise física do solo**

<b>Composição</b>	<b>Porcentagem (%)</b>
Argila	77,8
Silte	20
Areia	2,2

**Fonte: Laboratório de Física do Solo UTFPR**

A Figura 32 representa uma amostra do solo da vala experimental.





**Figura 31 - Amostra do solo da vala**  
**Fonte: Autoria própria.**

#### 4.1.4 Ensaio de compactação

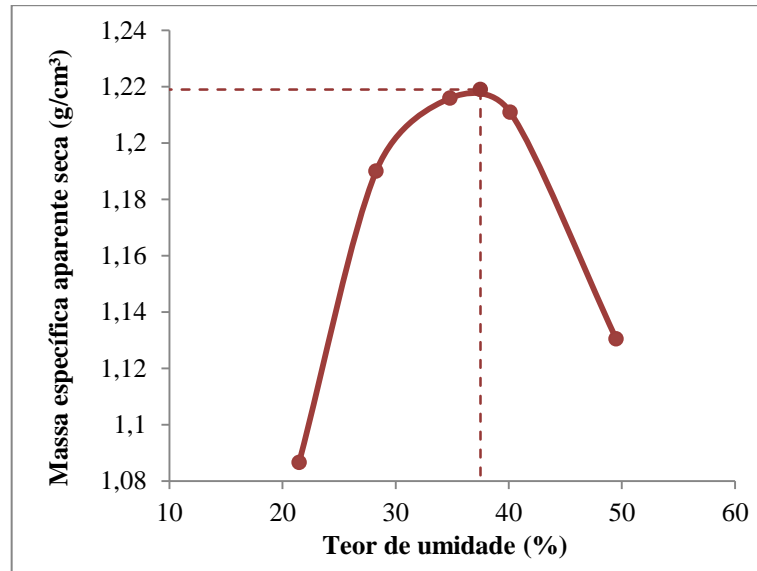
A Tabela 4 apresenta os dados obtidos no ensaio de compactação do solo. Para a realização dos cálculos necessários, considerou-se o peso do cilindro de 2361 g e o volume do cilindro de 1010 cm<sup>3</sup>.

**Tabela 4 - Apresentação dos dados do ensaio de compactação**

<b>Corpo de prova</b>	<b>h - Teor de umidade (%)</b>	<b><math>\gamma_s</math> (Massa específica aparente seca - g/cm<sup>3</sup>)</b>
1	21,47	1,087
3	28,283	1,190
4	34,819	1,216
5	40,115	1,211
7	49,487	1,131

**Fonte: Autoria própria.**

Com os dados de teor de umidade e da massa específica aparente seca, elaborou-se o Gráfico 2 que apresenta a curva de compactação do solo. O ponto mais alto da curva fornece a massa específica aparente máxima e o teor de umidade ótimo do solo, sendo respectivamente seus valores aproximados de 1,219 g/cm<sup>3</sup> e 37,5 %.



**Gráfico 2 - Curva de compactação**

Fonte: Autoria própria.

#### 4.1.5 Ensaio do Índice de Suporte Califórnia

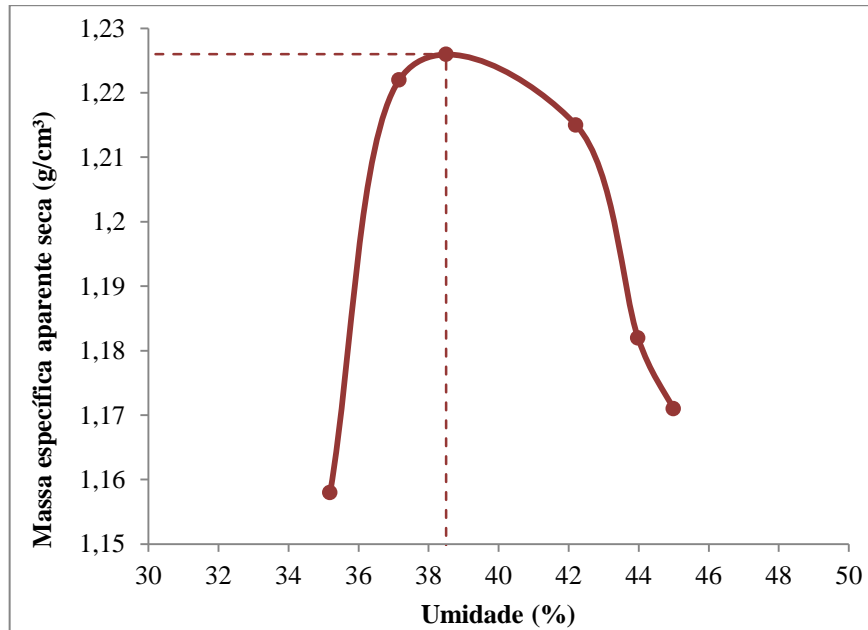
A tabela 5 mostra os resultados do ensaio de expansão.

**Tabela 5 – Apresentação dos dados de expansão**

Corpo-de-prova	Expansão (%)
2	0,66
4	0,93
6	0,94
8	0,85
10	0,76
12	0,05

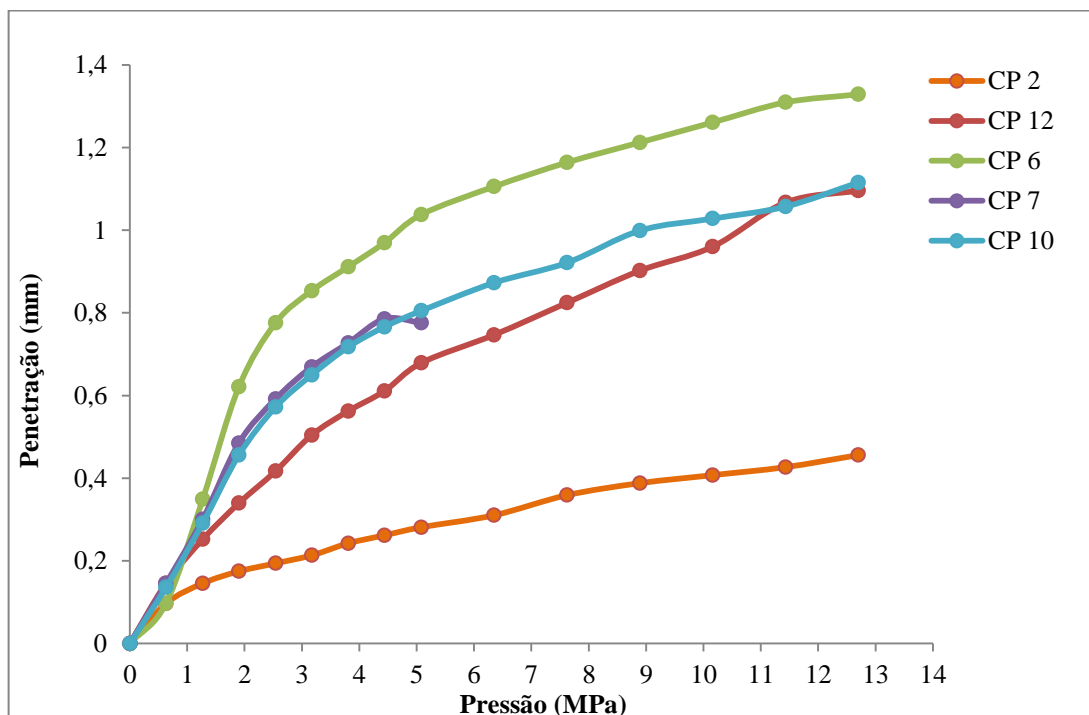
Fonte: Autoria própria.

O Gráfico 3 apresenta a curva de compactação da amostra analisada. Percebe-se que houve uma variação entre a umidade ótima e a massa específica aparente seca do solo obtidos no ensaio de compactação, resultando nos valores de 38,5 % e 1,226 g/cm<sup>3</sup> respectivamente.



**Gráfico 3 - Massa específica aparente seca x Umidade**  
**Fonte: Autoria própria.**

Com os valores obtidos no ensaio de penetração do CBR, apresentados no Apêndice A, pôde-se traçar o Gráfico 4. Através do mesmo, percebeu-se que as curvas referentes aos corpos-de-prova (CP) seis e sete apresentaram pontos de inflexão, devendo ser corrigidas as pressões referentes as penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm. Ocorreu um erro no ensaio de penetração do corpo de prova número, sendo o mesmo ensaiado somente até a penetração de 5,08 mm.



**Gráfico 4- Curvas do CBR**  
**Fonte: Autoria própria.**

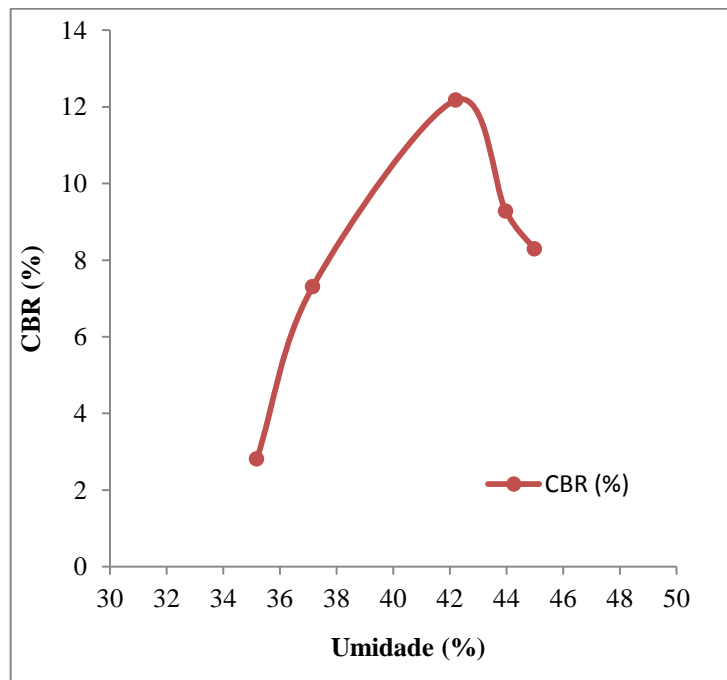
Feita a correção das curvas, adotou-se o maior valor do CBR obtido nas penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm como CBR definitivo do ensaio para cada corpo-de-prova, conforme apresentado na Tabela 6. A pressão na penetração de 5,08 mm do corpo-de-prova número sete não pôde ser corrigida devido a retração deste CP.

**Tabela 6 - Apresentação dos dados do ensaio do Índice de Suporte Califórnia**

CP	Penetração (mm)	Pressão (MPa)	Pressão Corrigida (MPa)	CBR (%)
2	2,54	0,1939	-	<b>2,8108</b>
	5,08	0,2812	-	2,7171
12	2,54	0,5043	-	<b>7,3080</b>
	5,08	0,6788	-	6,5585
6	2,54	0,7758	0,8400	<b>12,1739</b>
	5,08	1,0376	1,0650	10,2899
7	2,54	0,5915	0,6400	<b>9,2754</b>
	5,08	0,7758	-	7,4954
10	2,54	0,5721	-	<b>8,2918</b>
	5,08	0,8049	-	7,7765

Fonte: Autoria própria.

Pode-se perceber no Gráfico 5, que no ramo seco da curva de compactação o valor do índice de suporte do solo diminui mais bruscamente com a variação da umidade quando comparado com o ramo úmido.



**Gráfico 5 - CBR x Umidade**  
Fonte: Autoria própria.

#### 4.1.6 Ensaio laboratorial do DCP

A Tabela 7 apresenta os resultados obtidos no ensaio do Cone de Penetração Dinâmica em laboratório. Para cálculo do DN a primeira e a última leitura foram desprezadas.

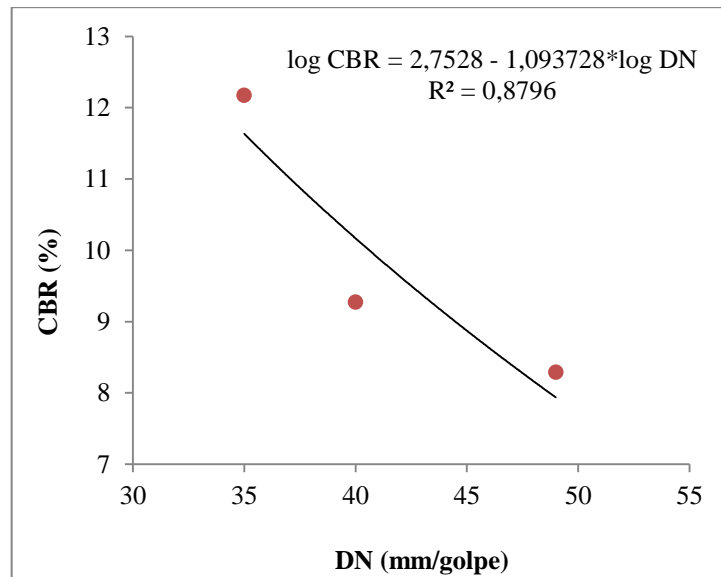
**Tabela 7 - Apresentação dos dados do ensaio laboratorial do DCP**

CP	GOLPE	PROF. (mm)	DN (mm/GOLPE)
1	0	0	26,25
	1	20	
	2	48	
	3	72,5	
	4	101	
11	0	0	27
	1	27	
	2	53	
	3	81	
	4	102	
5	0	0	35
	1	32	
	2	67	
	3	102	
8	0	0	40
	1	42	
	2	82	
	3	104	
9	0	0	49
	1	47	
	2	96	
	3	101	

**Fonte: Autoria própria.**

#### 4.2 CURVA DE CALIBRAÇÃO

A curva de calibração do solo, DN versus CBR, apresentada no Gráfico 6, foi definida através de análise de regressão bi logarítmica, relacionando-se o valor do DN (sem imersão) com o CBR (com imersão), obtendo a Equação 16. Cabe ressaltar que os valores das constantes a e b da equação obtida se aproximam dos valores das equações determinadas por outros autores conforme apresentado no Quadro 2 e no Quadro 3.



**Gráfico 6 - Correlação CBR x DN**  
Fonte: Autoria própria.

$$\log (CBR) = 2,7528 - 1,093728 \log (DN) \quad (16)$$

#### 4.3 CORRELAÇÃO ENTRE GRAU DE COMPACTAÇÃO E O DN

Considerando os parâmetros da máxima massa específica aparente seca do solo e da umidade ótima obtidos no ensaio do CBR e através dos resultados apresentados no Quadro 5, elaborou-se a Equação 17 que estabelece a correlação entre DN (sem imersão) e o GC (com imersão).

Tipo	Corpo de Prova	Umidade (%)	$\gamma_s$ (kg/m³)	DN (mm/golpe)	GC (%)
Sem imersão	1	35,19	1,129	26,25	93,23
	11	37,16	1,210	27	99,92
	5	42,21	1,211	35	100,00
	8	43,98	1,201	40	99,17
	9	44,99	1,175	49	97,03
Tipo	Corpo de Prova	Umidade (%)	$\gamma_s$ (kg/m³)	CBR (%)	GC (%)
Com imersão	2	35,19	1,158	2,81	94,38
	12	37,16	1,22	7,31	99,43
	6	42,21	1,215	12,17	99,02
	7	43,98	1,182	9,27	96,33
	10	44,99	1,171	8,29	95,44

**Quadro 5 - Resumo do ensaio do CBR e DCP**  
Fonte: Autoria própria.

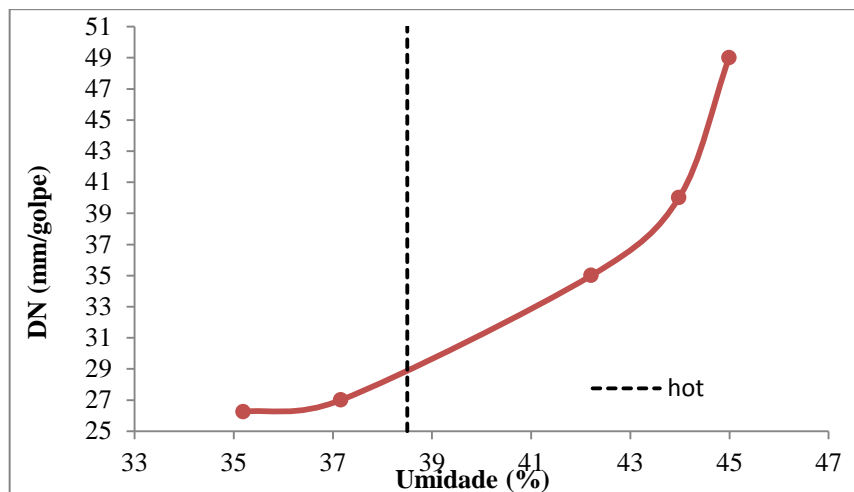
$$GC = 105,07 - 0,1992DN \quad (17)$$

A Equação 17 apresenta  $R^2 = 0,8684$  e através da mesma, elaborou-se uma tabela para facilitar a verificação do CG através do DN apresentada no Apêndice A.

#### 4.4 VARIACÃO DO ÍNDICE DE PENETRAÇÃO (DN) COM O TEOR DE UMIDADE E A MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA

O Gráfico 7 apresenta a variação do DN com o teor de umidade de compactação obtido no ensaio do CBR. A curva apresenta um trecho inicial em que o aumento da umidade resulta em menores variações do DN, seguido de um trecho final onde o aumento da umidade acarreta maiores variações no DN.

Constata-se que a mudança de comportamento do DN ocorre em torno da umidade ótima do solo, sendo que, o trecho mais retilíneo da curva, onde o DN é praticamente constante, corresponde ao ramo seco.



**Gráfico 7 - DN x Umidade**  
**Fonte: Autoria própria.**

O Gráfico 8 ilustra a variação do DN com a massa específica aparente seca do solo. Observa-se que a massa específica aparente seca do solo aumenta até um determinado ponto, no qual a curva sofre uma inflexão, sendo que esse valor representa a massa específica aparente seca máxima do solo. Percebe-se também que no ramo seco da curva de compactação, a variação do DN com a massa específica aparente seca é muito pequena, já no ramo úmido essa variação é mais significativa.

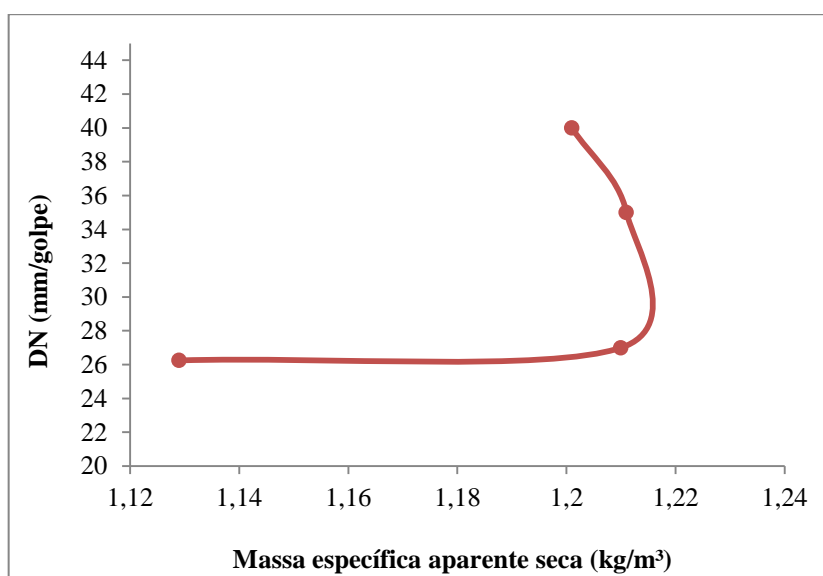


Gráfico 8 - DN x Massa específica aparente seca

Fonte: Autoria própria.

#### 4.5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS *IN SITU*

##### 4.5.1 Determinação da umidade com emprego do Speedy

A Tabela 8 apresenta os resultados do ensaio do Speedy realizado nas camadas da vala experimental. De acordo com os dados a umidade do solo no dia da compactação estava acima da umidade ótima do solo determinada no ensaio de Proctor, cujo valor era de 37,5 %. Esse fato se justifica pela incidência de chuvas no mês de outubro, sendo que nos três dias antecedentes a execução do ensaio não choveu, porém as condições climáticas fizeram com que o solo não perdesse muita umidade. Devido às limitações do tempo para a coleta de dados e a previsão de tempo indicar mais dias chuvosos, optou-se por realizar os ensaios nestas condições.

Outro fator relevante é que o ensaio do Speedy, avalia uma quantidade pequena do solo em um ponto específico da camada. Assim, como a camada é composta com solos de diferentes umidades, devido à exposição dos mesmos as intempéries, a umidade da camada pode sofrer variações ao longo de sua extensão e de sua profundidade. Observou-se esse fato no material disponível para o reaterro da vala, sendo que a parte superior do material estava mais seca.



**Tabela 8 - Apresentação dos dados do ensaio do Speedy**

Camada	Amostra (g)	Umidade (%)
1	5	49,2
2	5	51,5
3	5	51,5
4	5	49,2

Fonte: Autoria própria.

#### 4.5.2 Ensaio do Frasco de areia

Os resultados do ensaio do frasco de areia para determinação da massa específica aparente seca do solo são apresentados na Tabela 9.

**Tabela 9 - Apresentação dos dados do ensaio do frasco de areia**

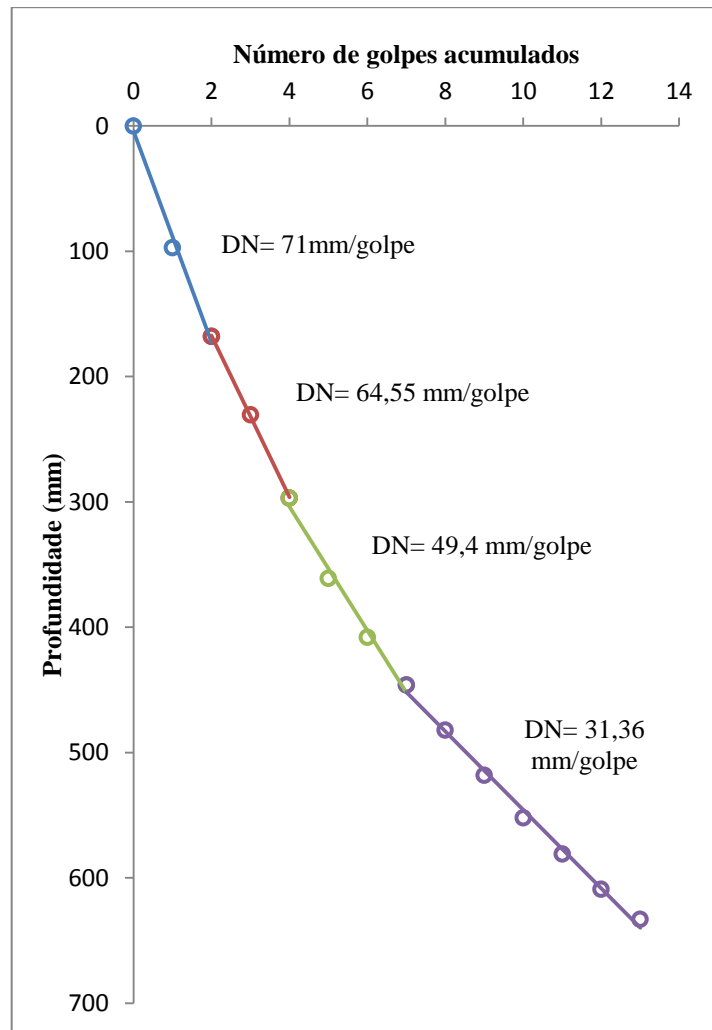
Camada	Borda	h (%)	Ys (g/cm <sup>3</sup> )
1	Esquerda	51,30	1,094
	Direita	50,88	1,075
2	Esquerda	51,45	1,082
	Direita	51,07	1,079
3	Esquerda	51,54	1,061
	Direita	51,43	1,041
4	Esquerda	50,98	1,085
	Direita	51,08	1,045

Fonte: Autoria própria.

#### 4.5.3 Ensaio *in situ* com o DCP

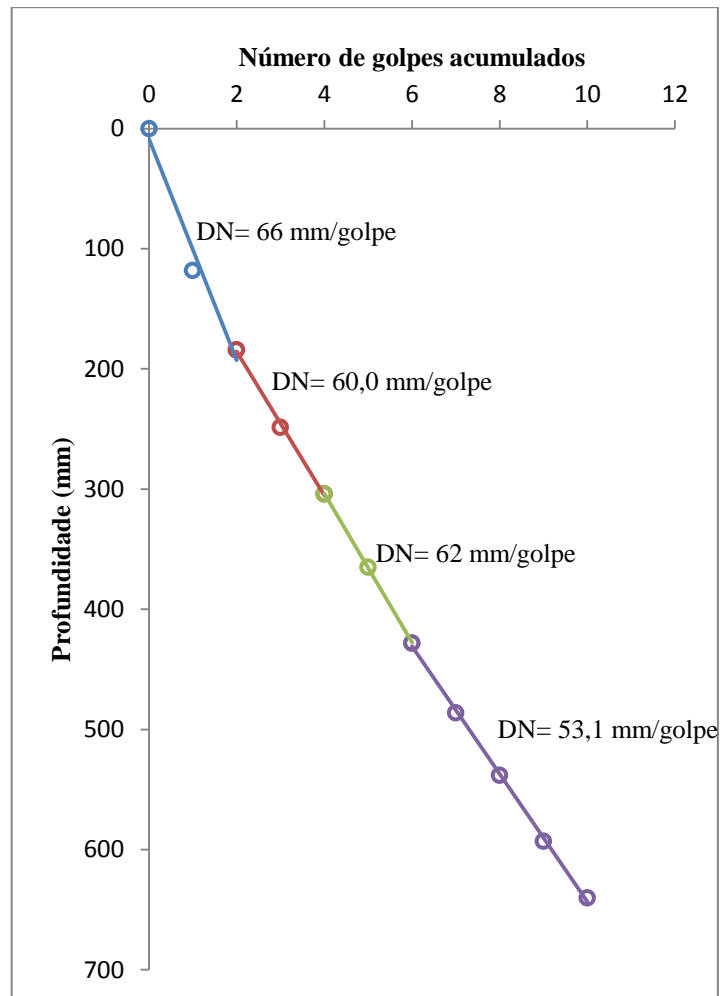
Os Gráficos 9, 10 e 11 apresentam as curvas DCP dos pontos BE, C e BD, considerando todas as camadas. No Apêndice C apresenta-se as leituras realizadas nos ensaios com o DCP *in situ*.

Comparando a curva apresentada no Gráfico 9 com as curvas DCP típicas ilustradas na Figura 10, pode-se admitir que a mesma se assemelha a curva DCP 1, representando homogeneidade da compactação com a profundidade. Dessa forma, constata-se, através da proximidade do valor dos DNs, que as duas camadas superiores apresentam menor grau de compactação quando comparadas com as duas camadas inferiores.



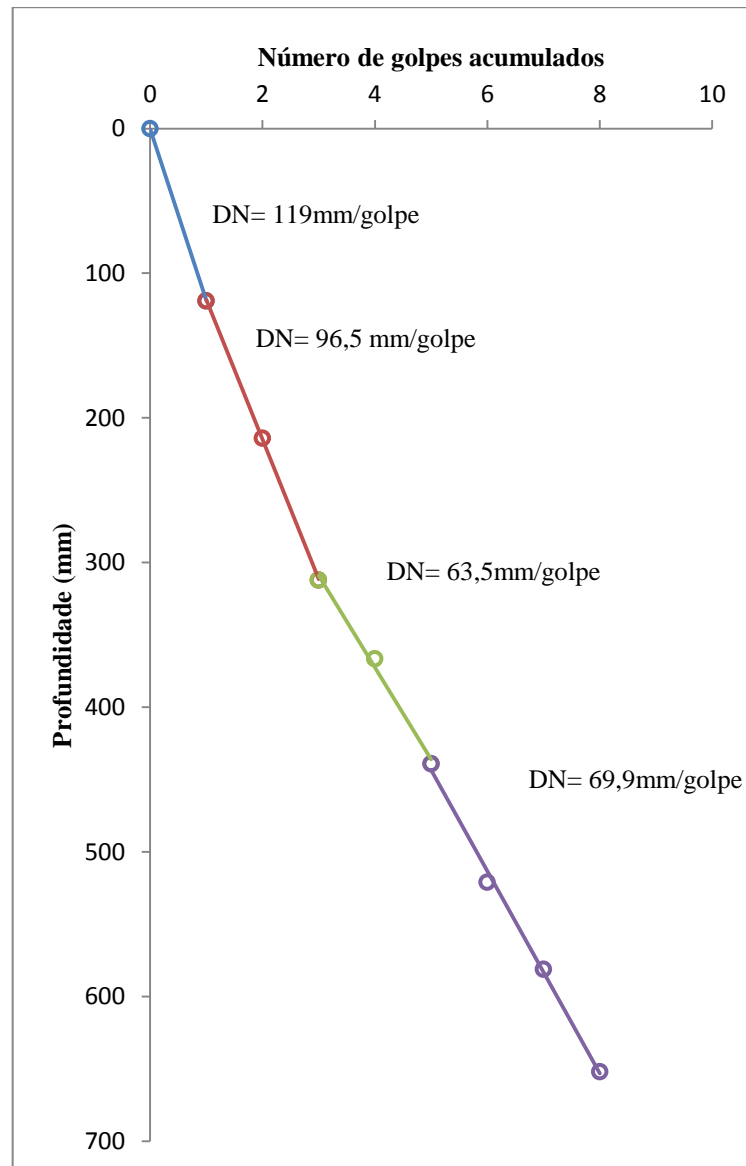
**Gráfico 9 - Curva DCP com todas as camadas da BE**  
**Fonte: Autorial própria.**

A curva ilustrada no Gráfico 10 se comparada as curvas DCP típicas, também se assemelha a curva DCP 1. Pode-se observar este fato através da pequena dispersão entre os valores do DN nas camadas, o que demonstra que a compactação foi homogênea no decorrer da profundidade.



**Gráfico 10 - Curva DCP com todas as camadas do C**  
**Fonte: Autoria própria.**

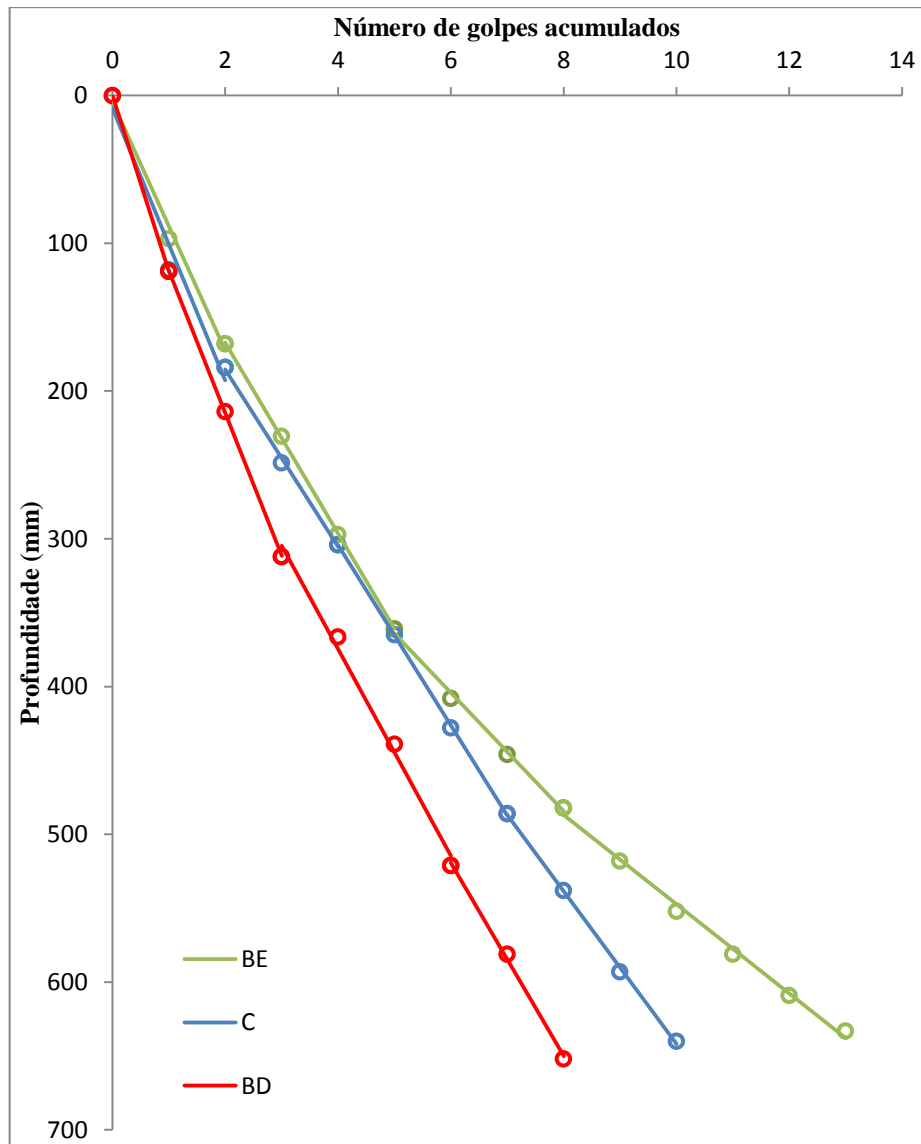
Ao comparar a curva apresentada no Gráfico 11 com as curvas típicas percebe-se a semelhança da mesma com a curva DCP 1, embora as variações do valor do DN entre as duas primeiras e as duas últimas camadas sejam mais significativas. O fato da BD da vala não estar contida por uma parede pode ter influenciado na falta de compactação neste ponto da vala, o que pode ser observado nos valores maiores do DN.



**Gráfico 11 - Curva DCP com todas as camadas da BD**  
**Fonte: Autoria própria.**

O Gráfico 12 ilustra um comparativo entre as curvas DCP realizadas na BE, C e BD. Pode-se observar no mesmo que existe uma maior homogeneidade na última camada compactada, comparando com todas as camadas tanto nas bordas quanto no centro. Também constata-se que BE se encontra mais compactada que C e BD, devido a mesma apresentar inclinações menores que as demais.

Até o final da terceira camada, observa-se no Gráfico 12 que o comportamento da curva DCP para o C e a BE é bem similar, indicando maior homogeneidade na compactação entre esses dois pontos. A partir da segunda camada, constata-se maior dispersão entre BE, C e BD.



**Gráfico 12 - Curva DCP com todas as camadas da BE, C e BD**  
**Fonte: Autoria própria.**

Os Gráficos 13, 14 e 15 apresentam os diagramas estruturais com todas as camadas compactadas para os pontos BE, C e BD.

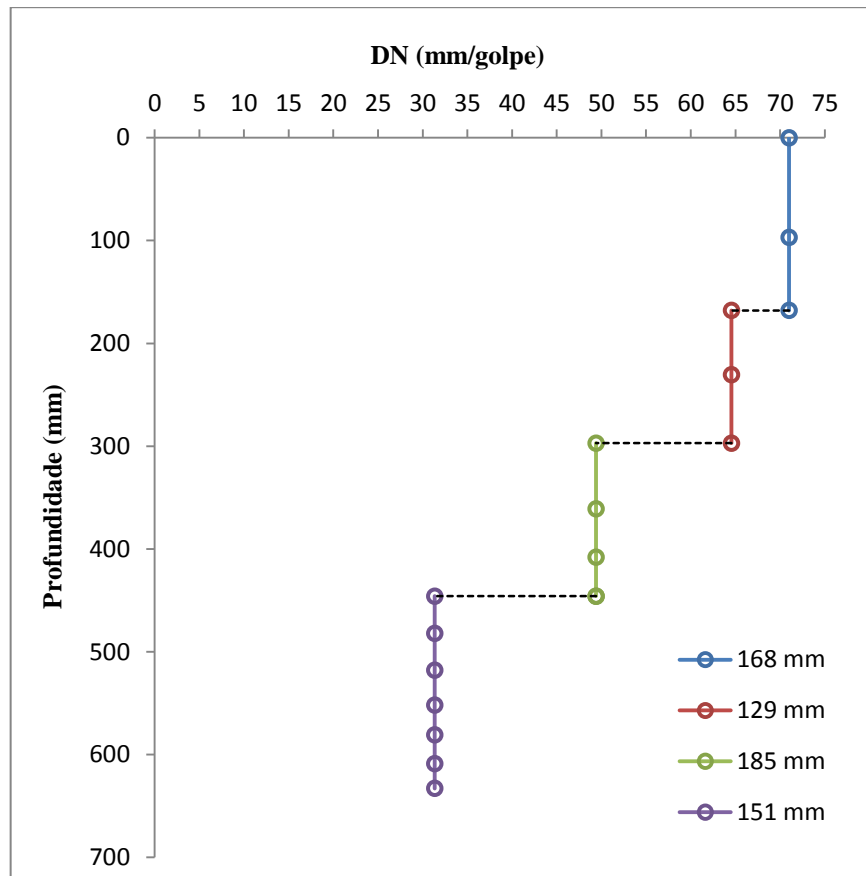


Gráfico 13 - Diagrama estrutural com todas as camadas da BE  
Fonte: Autoria própria.

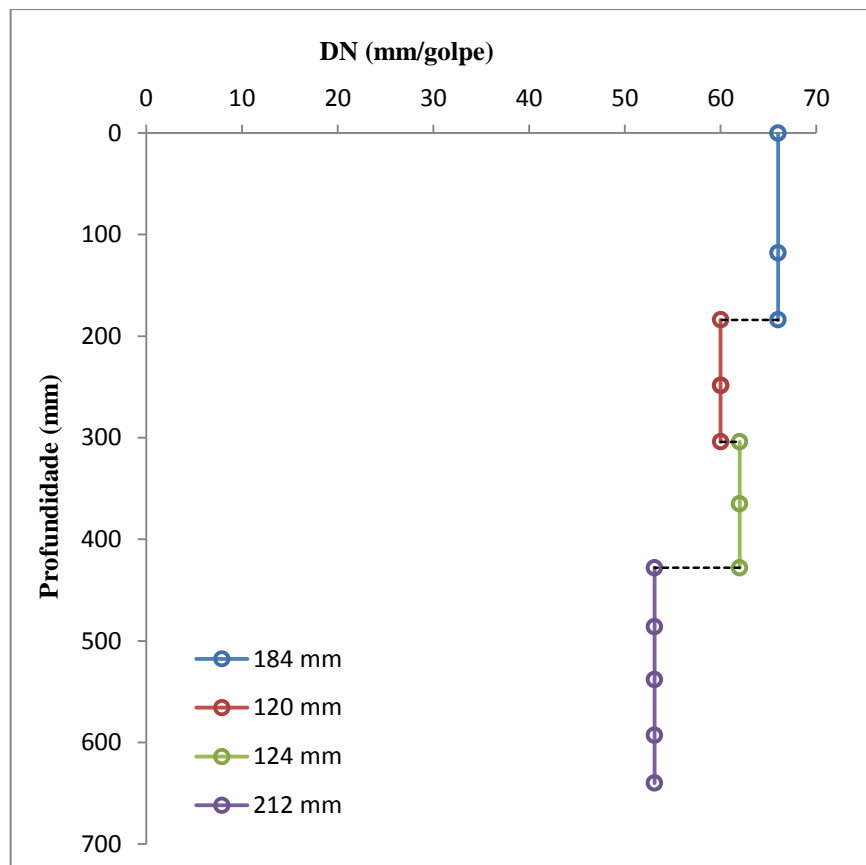
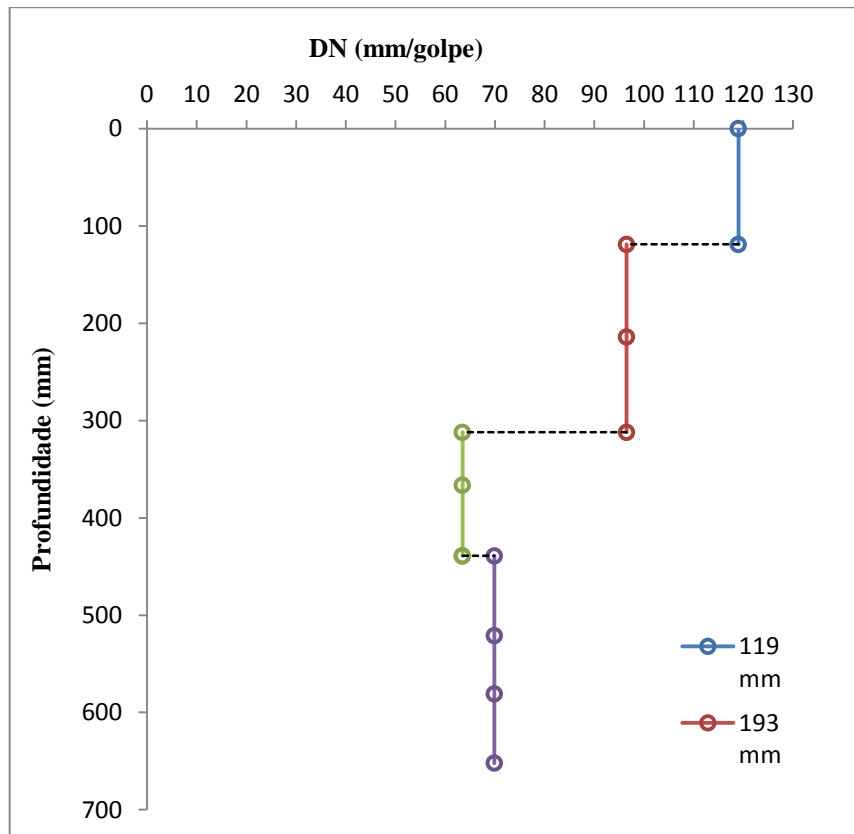
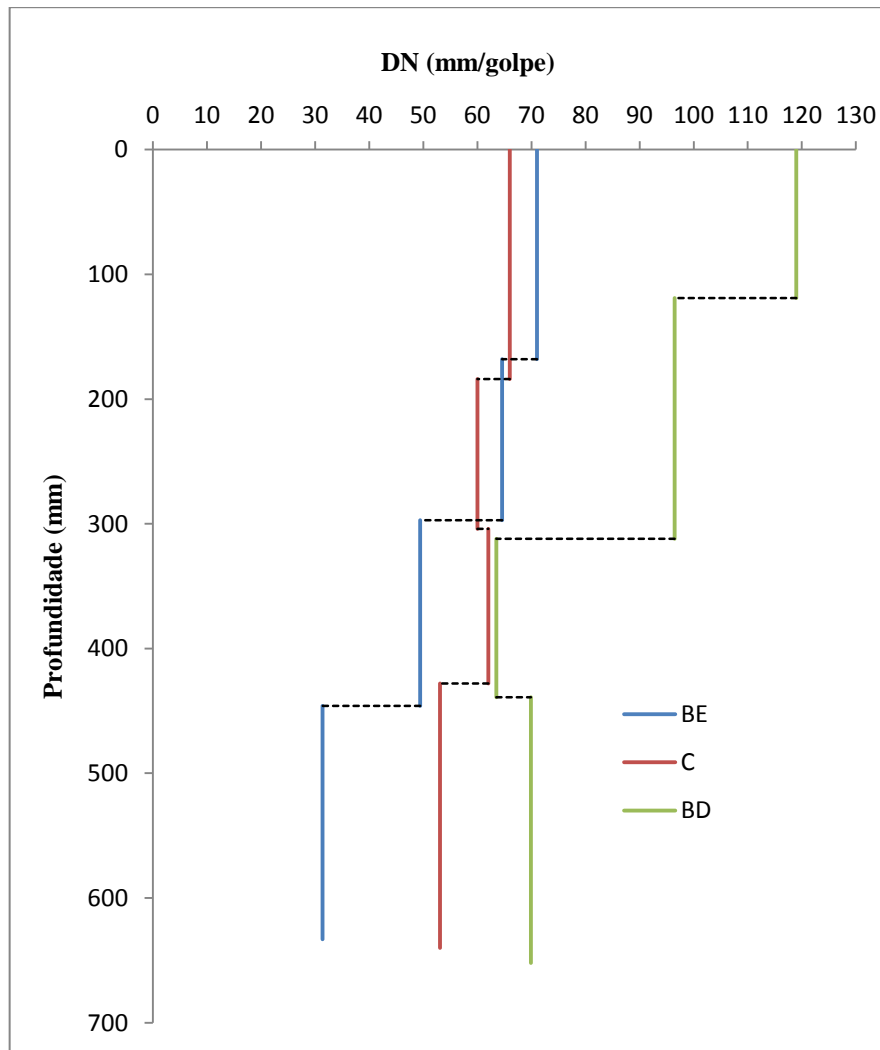


Gráfico 14 - Diagrama estrutural com todas as camadas do C  
Fonte: Autoria própria.



**Gráfico 15 - Diagrama estrutural com todas as camadas da BD**  
**Fonte: Autoria própria.**

O gráfico 16 demonstra a uniformidade nas profundidades de cada camada e apresenta um comparativo entre os diagramas estruturais com todas as camadas da BE, C e BD. Este gráfico possibilita uma maior percepção da homogeneidade da compactação no C, devido à proximidade do DN nas quatro camadas. Pode-se verificar a menor homogeneidade na compactação da BE e BD, sendo que a BD apresenta uma maior dispersão nos valores de DN. Além disso, observa-se a proximidade da compactação das duas últimas camadas do C e da BE.



**Gráfico 16 - Diagrama estrutural com todas as camadas da BE, C e BD**  
**Fonte: Autoria própria.**

#### 4.6 CORRELAÇÃO DOS VALORES DO DN COM O CBR E O GC

As Tabelas 10 e 11 apresentam os valores do DN, do CBR e do GC para cada camada na BE, C e BD, sendo que os valores do CBR foram obtidos através da Equação 16 e os valores do GC pela Equação 17. A Tabela 10 apresenta os valores obtidos no ensaio do DCP realizado em cada uma das camadas isoladamente, já os valores apresentados na Tabela 11 foram obtidos através do ensaio do DCP, realizado na última camada, compreendendo todas as camadas.

A diferença dos valores do DN de cada camada, apresentados nas Tabelas 10 e 11, provavelmente ocorre devido à compactação das camadas subjacentes influenciarem no aumento da compactação das camadas subjacentes. Esse fato pode ser verificado pela diminuição do DN no ensaio do DCP realizado com todas as camadas ou pelo aumento grau



de compactação, devido ao comportamento inversamente proporcional entre os parâmetros DN e GC.

Pode-se observar em ambas as Tabelas, 10 e 11, que o grau de compactação no C apresentou menor variação entre as camadas, sendo que nas bordas apresenta maior dispersão. Também observa-se que os valores do CBR e do DN obtidos através das correlações com o DN são coerentes entre si, ou seja quanto maior o GC maior o CBR.

**Tabela 10 – DN, CBR e GC por camada**

Camada	BE			E			BD		
	DN (mm/golpe)	CBR (%)	GC (%)	DN (mm/golpe)	CBR (%)	GC (%)	DN (mm/golpe)	CBR (%)	GC (%)
1	56	6,93	93,91	69	5,52	91,33	59	6,55	93,33
2	62	6,20	92,72	83,25	4,49	88,49	74	5,11	90,33
3	65,5	5,84	92,02	72	5,26	90,73	89	4,18	87,34
4	71	5,35	90,93	66	5,79	91,92	119	3,04	81,37

Fonte: Autoria própria.

**Tabela 11 – DN, CBR e GC com todas as camadas**

Camada	BE			E			BD		
	DN (mm/golpe)	CBR (%)	GC (%)	DN (mm/golpe)	CBR (%)	GC (%)	DN (mm/golpe)	CBR (%)	GC (%)
1	30,2	13,62	99,5	51,7	7,56	94,77	66,8	5,71	91,76
2	40,1	9,99	97,08	60,9	6,32	92,94	69,95	5,43	91,14
3	64,55	5,93	92,21	60	6,43	93,12	96,5	3,82	85,85
4	71	5,35	90,93	66	5,79	91,92	119	3,04	81,37

Fonte: Autoria própria.

Considerando que através do DN obtêm-se o valor do CBR *in situ*, pode-se então utilizar este valor para dimensionamento a favor da segurança das camadas do pavimento, pois este CBR representa o índice de suporte existente no local, o qual muitas vezes é inferior ao obtido nas condições ideais de energia de compactação e umidade em laboratório.

Dessa forma, pode-se realizar um tratamento estatístico nos valores do CBR obtidos em cada camada isoladamente, conforme a Equação 18, e obter um CBR mínimo a ser adotado como CBR da vala, de acordo a Tabela 12.

$$IS_{mín} = \bar{IS} - \left[ \left( \frac{1,29}{n^2} \right) + 0,68 \right] S \quad (18)$$

Onde  $IS_{mín}$  = CBRmín, em (%),  $\bar{IS}$  = Média, em (%),  $n$  = número de amostras e  $S$  = Desvio padrão, em (%).

**Tabela 12 - CBR mínimo da vala experimental**

<b>CBR (%)</b>	6,93	6,20	5,84	5,35	5,52	4,49	5,26	5,79	6,55	5,11	4,18	3,04	
<b>Média (%)</b>							5,35						
<b>Desvio Padrão (%)</b>							1,07						
<b>CBRmín (%)</b>							4,23						

Fonte: Autoria própria.

#### 4.7 VERIFICAÇÃO DO GRAU DE COMPACTAÇÃO ATRAVÉS DO DN

Com os dados da massa específica aparente do solo obtidos no ensaio do frasco de areia *in situ*, pôde-se obter o grau de compactação do solo para cada borda e assim, comparar esses valores com os encontrados pela equação de correlação DN x GC, sendo o DN obtido através do ensaio do DCP *in situ* e os resultados apresentados na Tabela 13. Cabe ressaltar que o ensaio do frasco de areia foi realizado a uma distância de 0,60 m do ensaio do DCP, por isso, entendesse que haverá dispersão entre os valores do GC obtidos.

**Tabela 13 - Valores do grau de compactação frasco x DCP**

<b>Camada</b>	<b>Borda</b>	<b>GC - frasco (%)</b>	<b>GC - DCP (%)</b>
1	Esquerda	89,23	93,91
	Direita	87,69	93,33
2	Esquerda	88,24	92,72
	Direita	87,97	90,33
3	Esquerda	86,51	92,02
	Direita	84,93	87,34
4	Esquerda	88,50	90,93
	Direita	85,26	81,37

Fonte: Autoria própria.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal deste trabalho foi avaliar a viabilidade do emprego do Cone de Penetração Dinâmica para o controle de compactação do solo no processo do reaterro de valas em vias urbanas. Para alcançar este objetivo, primeiramente, executou-se uma vala experimental nas dependências da Universidade Tecnológica Federal do Paraná no Câmpus Pato Branco – PR, onde foram coletadas as amostras para a caracterização do solo através de ensaios laboratoriais.

De posse dos valores do CBR e do DN de laboratório obteve-se a curva de calibração do solo. Posteriormente, através da curva de compactação obtida no ensaio do CBR, determinou-se o grau de compactação do solo que foi correlacionado com o DN, possibilitando a elaboração de uma tabela para verificação do grau de compactação do solo *in situ* através do DN.

Com o intuito de aferir a confiabilidade da correlação estabelecida em laboratório, executou-se o reaterro e a compactação de uma parte da vala experimental. O processo foi executado em quatro camadas de 0,30 m de solo solto, compactadas com o compactador de solo RAR 68H. O tempo de compactação foi de 4 min/m<sup>2</sup>. Antes da compactação, verificou-se a umidade do solo, através do método do *Speedy*, o que demorou 5 min. Após isso, realizaram-se dois ensaios do frasco de areia, que demoraram 20 min cada um para serem realizados, e três ensaios do DCP por camada, que demandaram 3 min cada ensaio.

Quanto à correlação obtida entre CBR e DN, pode-se considerar a mesma como satisfatória, devido a sua semelhança com as demais correlações existentes. Cabe ressaltar que a correlação obtida nesta pesquisa, só é válida para o solo, o intervalo de umidade e a energia de compactação empregados na mesma.

No que diz respeito à variação do DN com a massa específica aparente seca e o teor de umidade do solo, verificou-se que o DN apresentou, em ambos os casos, pouca variação no ramo seco da curva de compactação.

Comparando os teores de umidade obtidos através do método do *Speedy* e da secagem em estufa do solo, oriundo do ensaio do frasco de areia, observou-se que os mesmos foram bem similares. Dessa forma, devido ao tempo demandado pelo ensaio do *Speedy* ser significativamente inferior ao do método da secagem em estufa e os resultados serem satisfatórios, viabiliza-se o uso do mesmo para controle da umidade de compactação do solo.

O fato da umidade do solo, durante o reaterro e compactação da vala ser superior a umidade ótima do solo implicou que a massa específica do solo, verificada no ensaio do

frasco de areia e pela tabela de correlação do DN e do GC, foi menor que a máxima massa específica do solo e conseqüentemente o grau de compactação menor que 95 %.

Com base na experiência obtida nesta pesquisa, pode-se afirmar que a utilização do Cone de Penetração Dinâmica para controle da compactação do solo em valas de travessias em vias urbanas é viável, desde que o solo seja do mesmo tipo do utilizado para estabelecer as correlações DN x CBR e DN x GC, que a umidade esteja próxima à umidade ótima e seja empregada a energia de compactação adequada.

O DCP apresenta algumas vantagens que estimulam a sua utilização. O ensaio DCP pode ser feito de maneira rápida, o manuseio do equipamento é relativamente fácil e seu custo é baixo, além do ensaio não afetar a estrutura do pavimento.

A vasta aplicação do equipamento é outro ponto positivo do emprego do DCP, pois pode ser utilizado para controle de camadas de terraplanagem, verificação da capacidade de suporte do solo, controle de camadas estabilizadas de solo, bem como verificação da eficiência dos equipamentos de compactação.

O uso do ensaio do DCP como prática corrente pode auxiliar no processo do controle tecnológico da compactação do reaterro de valas, principalmente no que diz respeito às especificações dos procedimentos e a fiscalização dos mesmos, por parte das prefeituras municipais e das concessionárias de serviços públicos, contribuindo para o aumento da vida útil dos pavimentos e minimizando o custo de manutenção das vias urbanas.

O restabelecimento das condições ideais do reaterro das valas é dificultado devido, em muitos casos, o material retirado das valas ser depositado ao lado da mesma, onde pode realizar trocas de umidade com o ambiente. Um fator agravante para isso é que devido à grande variação dos tipos de solo encontrados em uma mesma região muitas vezes não se conhece as características do solo com que se está trabalhando.

Dessa forma, uma alternativa para facilitar a execução do reaterro da vala em condições adequadas seria a disponibilização em jazidas de material de boa qualidade já caracterizado, no que diz respeito ao tipo de solo, a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima, e com as correlações do DN com o CBR e o GC estabelecidas. Assim o material utilizado na recompactação do solo chegaria ao local do serviço estabilizado e próximo a umidade desejada, acelerando o processo de reaterro e adensamento.

A utilização desse material de boa qualidade para composição do subleito acarreta a diminuição das espessuras das outras camadas do pavimento: base, sub-base e revestimento. Outro ponto positivo para essa alternativa é que o material necessita ser caracterizado somente uma vez.

Cabe ressaltar a importância da divulgação do DCP entre as universidades e os departamentos rodoviários, difundindo seu emprego e incentivando pesquisas que contribuam para o banco de dados de correlação dos diversos tipos de solo.

Visando maior confiabilidade na utilização do equipamento DCP para o controle da compactação do solo em valas de vias urbanas e a extensão das pesquisas iniciadas, sugere-se a realização de novos estudos, tais como:

- Realizar o mesmo controle da compactação do solo no reaterro da vala experimental empregado neste trabalho com o solo na umidade ótima;
- Identificar a interferência de diferentes energias de compactação nos resultados do DCP;
- Obter novas correlações entre CBR e DN, conseqüentemente entre DN e grau de compactação para outros tipos de solos na região do município de Pato Branco.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, Anelise Beatriz C. **Avaliação da capacidade de suporte e controle tecnológico de execução da camada final de terraplenagem utilizando o penetrômetro dinâmico de cone.** 2002. 185f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

ASTM D6951 / D6951M-09 (2015), **Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, www.astm.org

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

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

\_\_\_\_\_. **NBR 7180:** Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7182:** Solo - Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro (não tem a cidade), 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 7185:** Solo – Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 7367:** Projetos e Assentamento de Tubulações de PVC rígido para sistemas de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 9814:** Execução de rede coletora de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_. **NBR 9895:** Solo –Índice de Suporte Califórnic. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_. **NBR 12266:** Projeto e execução de valas para assentamentos de tubulações de água, esgoto ou drenagem urbana. Rio de Janeiro, 1992.

BERNUCCI, Leidi B.; MOTTA, Laura Maria G. da; CERATTI, Jorge Augusto P.; SOARES, Jorge B. **Pavimentação asfáltica:** Formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2006.

BERTI, Carolina. **Avaliação da capacidade de suporte de solos “in situ” em obras viárias através do Cone de Penetração Dinâmica** - Estudo experimental. 2005. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2005.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura De Transportes. **Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos.** 2 ed. Rio de Janeiro, 2006, 310 p.

CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CARDOSO, Anelise Beatriz C.; TRICHÊS Glicério. **Avaliação da capacidade de suporte de aterros e subleito de rodovias utilizando o penetrômetro dinâmico de cone**. XI Congresso de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol. 1, pág. 649 a 656, Brasília, 1998.

COSTA, Yuri. D. J.; OLIVEIRA NETO, José A. de; SANTOS JÚNIOR, Olavo F. **Influência da energia de compactação em resultados de ensaios com o cone de penetração dinâmica (DCP)**. In: XV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2010, Gramado.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – **DNER-ME 052/94**: Solos e agregados miúdos – determinação da umidade com emprego do “Speedy”. DNER, 1994.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 005/2003 - TER**: Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Terminologia. Rio de Janeiro, 2003. 12 p.

GARCEZ, Arnaldo C. **Contribuição para melhoria do desempenho dos pavimentos urbanos através do controle de qualidade do reaterro de valas de serviços concessionados**. 2010. 228f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010.

GIL, Antônio C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. ed. São Paulo: Atlas, 2002.

GOOGLE Maps. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/>> Acesso em: 17 set. 2015.

GUEDES, Saul B. **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**. 2008. 311 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Programa de pós-graduação em engenharia civil e ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2008.

KARUNAPREMA, K.A.K; EDIRISINGHE, A.G.H.J. **A Laboratory study to Establish Some Udeful Relationships for the Use of Dynamic Cone Penetrometer**. University Peradenya, Sri Lanka. EJGE, 2002.

MICHEL, Maria H. **Metodologia e pesquisa científica em ciências sociais**: um guia prático para acompanhamento da disciplina e elaboração de trabalhos monográficos. São Paulo: Atlas, 2005.

NOGAMI, Job S.; VILLIBOR, Douglas F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995.

OLIVEIRA, Luiz Eduardo; VERTAMATTI, Eugenio. **Comportamento de solos tropicais de natureza transicional em camadas estruturais de pavimentos**. XI Congresso de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, vol. 1, p. 657 a 664, 1998.

OLIVEIRA, Luiz Eduardo; VERTAMATTI, Eugenio. **Análise de pavimentos de baixo volume de tráfego executado com solos transicionais**. I Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego - SINBATRA, vol. 1, p. 325 a 344, Rio de Janeiro, 1997.

OLIVEIRA, Luiz Eduardo. **Contribuição à implantação de obras viárias urbanas de baixo volume de tráfego com uso de solos transicionais**. 1998. 153f. Tese de Doutorado - ITA, São José dos Campos, 1998.

PINTO, Carlos de S. **Curso básico de mecânica dos solos: em 16 aulas**. 3. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RAISMAN. Manual do proprietário: Compactador de solo RAR 68H. 2013. 24 p.

RODRIGUES, Régis M. **Engenharia de pavimentos: Parte I – Projeto de Pavimentos**. São José dos Campos: Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2007.

SALES, Luís Fernando P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SANTOS, Jaime A. **Compactação: Elementos Teóricos**. Disponível em <[http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/Compacta\\_T.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/Compacta_T.pdf)>. Acesso em: 05 maio 2015, 19:33.  
SÃO PAULO. Prefeitura Municipal de São Paulo. **Instrução de reparação de pavimentos flexíveis danificados por aberturas de valas**. São Paulo, 2004.

SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de técnicas de pavimentação**. 2 ed. São Paulo: Pini, 2007.

SILVA, Paulo Fernando A. **Manual de patologia e manutenção de pavimentos**. 2.ed. São Paulo: Pini, 2008.

SOUZA JUNIOR, Joacy D. **O efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do estado do Ceará**. 2005. 211p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Mestrado em Engenharia do Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.



STUCHI, Eduardo T. **Interferências de obras de serviço de água e esgoto sobre o desempenho de pavimentos urbanos.** 2005. 110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY. Operating Instructions for the TRRL Dynamic Cone Penetrometer. Overseas Unit. Crowthorne. 1986. 13p.

TRICHÊS, Glicério; DAL PAI, Cláudia M. **Estudo da Repetibilidade do Penetrômetro Dinâmico de Cone na Avaliação da Resistência de Solos Compactados**, XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, Vol. 2, p. 645-650, 2006.

WERK, Sirlei M. B. de. **Estudo na influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos.** 2000. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

ZMITROWICZ, Witold; ANGELIS NETO, Generoso De. **Infra-estrutura urbana.** São Paulo : EPUSP, 1997.

**APÊNDICE A – Apresentação dos dados obtidos no ensaio do CBR**

<b>CP</b>	<b>Tempo (min)</b>	<b>Penetração (mm)</b>	<b>Leitura (µm)</b>	<b>Carga (N)</b>	<b>Pressão (MPa)</b>
2	0,50	0,63	10,00	187,37	0,10
	1,00	1,27	15,00	281,06	0,15
	1,50	1,90	18,00	337,27	0,17
	2,00	2,54	20,00	374,74	0,19
	2,50	3,17	22,00	412,21	0,21
	3,00	3,81	25,00	468,43	0,24
	3,50	4,44	27,00	505,90	0,26
	4,00	5,08	29,00	543,37	0,28
	5,00	6,35	32,00	599,58	0,31
	6,00	7,62	37,00	693,27	0,36
	7,00	8,89	40,00	749,48	0,39
	8,00	10,16	42,00	786,95	0,41
	9,00	11,43	44,00	824,43	0,43
	10,00	12,70	47,00	880,64	0,46

<b>CP</b>	<b>Tempo (min)</b>	<b>Penetração (mm)</b>	<b>Leitura (mm)</b>	<b>Carga (N)</b>	<b>Pressão (MPa)</b>
12	0,50	0,63	15,00	281,06	0,15
	1,00	1,27	26,00	487,16	0,25
	1,50	1,90	35,00	655,80	0,34
	2,00	2,54	43,00	805,69	0,42
	2,50	3,17	52,00	974,32	0,50
	3,00	3,81	58,00	1086,75	0,56
	3,50	4,44	63,00	1180,43	0,61
	4,00	5,08	70,00	1311,59	0,68
	5,00	6,35	77,00	1442,75	0,75
	6,00	7,62	85,00	1592,65	0,82
	7,00	8,89	93,00	1742,54	0,90
	8,00	10,16	99,00	1854,96	0,96
	9,00	11,43	110,00	2061,07	1,07
	10,00	12,70	113,00	2117,28	1,10

CP	Tempo (min)	Penetração (mm)	Leitura (mm)	Carga (N)	Pressão (MPa)
6	0,50	0,63	10,00	187,37	0,10
	1,00	1,27	36,00	674,53	0,35
	1,50	1,90	64,00	1199,17	0,62
	2,00	2,54	80,00	1498,96	0,78
	2,50	3,17	88,00	1648,86	0,85
	3,00	3,81	94,00	1761,28	0,91
	3,50	4,44	100,00	1873,70	0,97
	4,00	5,08	107,00	2004,86	1,04
	5,00	6,35	114,00	2136,02	1,11
	6,00	7,62	120,00	2248,44	1,16
	7,00	8,89	125,00	2342,13	1,21
	8,00	10,16	130,00	2435,81	1,26
	9,00	11,43	135,00	2529,50	1,31
	10,00	12,70	137,00	2566,97	1,33

CP	Tempo (min)	Penetração (mm)	Leitura (mm)	Carga (N)	Pressão (MPa)
7	0,50	0,63	15,00	281,06	0,15
	1,00	1,27	31,00	580,85	0,30
	1,50	1,90	50,00	936,85	0,48
	2,00	2,54	61,00	1142,96	0,59
	2,50	3,17	69,00	1292,85	0,67
	3,00	3,81	75,00	1405,28	0,73
	3,50	4,44	81,00	1517,70	0,79
	4,00	5,08	80,00	1498,96	0,78

CP	Tempo (min)	Penetração (mm)	Leitura (mm)	Carga (N)	Pressão (MPa)
10	0,50	0,63	14,00	262,32	0,14
	1,00	1,27	30,00	562,11	0,29
	1,50	1,90	47,00	880,64	0,46
	2,00	2,54	59,00	1105,48	0,57
	2,50	3,17	67,00	1255,38	0,65
	3,00	3,81	74,00	1386,54	0,72
	3,50	4,44	79,00	1480,22	0,77
	4,00	5,08	83,00	1555,17	0,80
	5,00	6,35	90,00	1686,33	0,87
	6,00	7,62	95,00	1780,02	0,92
	7,00	8,89	103,00	1929,91	1,00
	8,00	10,16	106,00	1986,12	1,03
	9,00	11,43	109,00	2042,33	1,06
	10,00	12,70	115,00	2154,76	1,12

**APÊNDICE B - Tabela para verificação do CG através do DN**

<b>DN (mm/golpe)</b>	<b>GC (%)</b>	<b>DN (mm/golpe)</b>	<b>GC (%)</b>	<b>DN (mm/golpe)</b>	<b>GC (%)</b>	<b>DN (mm/golpe)</b>	<b>GC (%)</b>
25	100,09	50	95,11	75	90,13	100	85,15
26	99,89	51	94,91	76	89,93	101	84,95
27	99,69	52	94,71	77	89,73	102	84,75
28	99,49	53	94,51	78	89,53	103	84,55
29	99,29	54	94,31	79	89,33	104	84,35
30	99,09	55	94,11	80	89,13	105	84,15
31	98,89	56	93,91	81	88,93	106	83,95
32	98,70	57	93,72	82	88,74	107	83,76
33	98,50	58	93,52	83	88,54	108	83,56
34	98,30	59	93,32	84	88,34	109	83,36
35	98,10	60	93,12	85	88,14	110	83,16
36	97,90	61	92,92	86	87,94	111	82,96
37	97,70	62	92,72	87	87,74	112	82,76
38	97,50	63	92,52	88	87,54	113	82,56
39	97,30	64	92,32	89	87,34	114	82,36
40	97,10	65	92,12	90	87,14	115	82,16
41	96,90	66	91,92	91	86,94	116	81,96
42	96,70	67	91,72	92	86,74	117	81,76
43	96,50	68	91,52	93	86,54	118	81,56
44	96,31	69	91,33	94	86,35	119	81,37
45	96,11	70	91,13	95	86,15	120	81,17
46	95,91	71	90,93	96	85,95	121	80,97
47	95,71	72	90,73	97	85,75	122	80,77
48	95,51	73	90,53	98	85,55	123	80,57
49	95,31	74	90,33	99	85,35	124	80,37

**APÊNDICE C – Apresentação das leituras realizadas nos ensaios com o DCP *in situ***

<b>Camada 1</b>					
<b>BE</b>		<b>E</b>		<b>BD</b>	
<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>	<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>	<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>
0	0	0	0	0	0
1	83	1	76	1	69
2	145	2	145	2	128
3	195	3	217	3	222
4	243	4	294	4	275
5	307			5	316

<b>Camada 2</b>					
<b>BE</b>		<b>E</b>		<b>BD</b>	
<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>	<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>	<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>
0	0	0	0	0	0
1	58	1	96	1	109
2	114	2	197,5	2	183
3	182	3	262,5	3	243,5
4	240	4	319,5	4	308,5
5	274				
6	317				

<b>Camada 3</b>					
<b>BE</b>		<b>E</b>		<b>BD</b>	
<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>	<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>	<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>
0	0	0	0	0	0
1	62	1	76	1	108
2	128	2	148	2	197
3	193	3	220	3	288
4	240	4	282	4	368
5	287	5	344	5	422
6	355	6	408	6	483
7	417	7	474		
8	465				

<b>Camada 4</b>					
<b>BE</b>		<b>E</b>		<b>BD</b>	
<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>	<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>	<b>Golpe</b>	<b>Leitura (mm)</b>
0	0	0	0	0	0
1	97	1	118	1	119
2	168	2	184	2	214
3	230,5	3	248,5	3	312
4	297	4	304	4	366,5
5	361	5	365	5	439
6	408	6	428	6	521
7	446	7	486	7	581
8	482	8	538	8	652
9	518	9	593	9	720
10	552	10	640		
11	581				
12	609				
13	633				