



**Universidade Federal de Santa Catarina Centro Tecnológico Departamento de  
Engenharia Civil**

**Nicholas Marafiga Andrade**

**Estudo de Caso para Pavimentação de Blocos de Concreto no Acesso Principal  
do Hospital Universitário Polydoro Ernani de São Thiago**

9 de dezembro de 2020

**Nicholas Marafiga Andrade**

**Estudo de Caso para Pavimentação de Blocos de Concreto no Acesso Principal  
do Hospital Universitário Polydoro Ernani de São Thiago**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado pelo acadêmico Nicholas Marafiga Andrade à banca examinadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Professor orientador: Luciana Rohde, Dra.

9 de dezembro de 2020

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Andrade, Nicholas Marafiga

Estudo de caso para pavimentação de blocos de concreto  
no acesso principal do hospital universitário Polydoro  
Ernani de São Thiago / Nicholas Marafiga Andrade ;  
orientadora, Luciana Rohde, 2020.  
130 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,  
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2020.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Dimensionamento de pavimento de  
blocos intertravados de concreto. I. Rohde, Luciana . II.  
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em  
Engenharia Civil. III. Título.

Nicholas Marafiga Andrade

**Estudo de Caso para Pavimentação de Blocos de Concreto no Acesso Principal  
do Hospital Universitário Polydoro Ernani de São Thiago**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

9 de dezembro de 2020



Documento assinado digitalmente

Luciana Rohde

Data: 10/12/2020 10:40:37-0300

CPF: 962.737.630-20

PROF. LUCIANA ROHDE, DR.

Coordenador do Curso de Graduação de Engenharia Civil

**Banca Examinadora:**

---

Prof<sup>a</sup>. Luciana Rohde, Dr<sup>a</sup>.

Orientadora

Prof<sup>a</sup>. Liseane Padinha Thives, Dr<sup>a</sup>.

Membro

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

Membro

## Agradecimentos

Aos meus Pais, ao meu irmão e minha companheira por todo apoio e compreensão.

Aos professores Luciana Rohde, Liseane Padilha Thives, Rafael Augusto dos Reis Higashi e Liane Ramos da Silva por todo apoio e atenção dados para a realização deste trabalho.

Ao arquiteto Glauber Martins, as engenheiras Pauline Cristiane Kammers e Daniela Quadros do setor de manutenções prediais (DMSG) do hospital por todo o apoio e disposição para entrega de materiais.

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo apresentar um novo perfil de pavimento a ser implantado na área do acesso principal do Hospital Universitário Polydoro Ernani de São Thiago, a fim de solucionar ou reduzir os problemas recorrentes no local como o aparecimento de depressões no pavimento, a formação de poças e a quebra e o desarranjo dos blocos de concretos intertravados. Antes mesmo de se procurar metodologias de dimensionamento de pavimentos intertravados buscou-se entender os possíveis motivos pelos quais os problemas estavam ocorrendo. A partir de algumas visitas e conversas com a engenheira responsável entendeu-se que provavelmente todos os problemas do pavimento estavam interligados a incapacidade de drenagem e a saturação do pavimento. Para o iniciar o trabalho foram então identificadas as áreas com os pontos críticos do pavimento, onde o mesmo apresentava maiores concentrações de defeitos e falhas. A partir dessa análise, buscou-se pelas instruções presentes nos manuais do DNIT e por materiais que apresentassem metodologias de dimensionamento específicas para pavimentos de blocos de concreto intertravados.

Palavras-chave: Defeitos de pavimentos. Pavimentação de blocos de concreto intertravados. Sondagens DCP.

## ABSTRACT

This document aims to present a new pavement profile to be implemented in the main access area of the Polydoro Ernani de São Thiago University Hospital, in order to solve or reduce the recurring problems at the local, such as the appearance of depressions in the pavement, the formation of puddles and the breaking of interlocking concrete blocks. Before even looking for methodologies for dimensioning the interlocking pavements, we sought to understand the possible reason of why the problems were occurring. From some visits and conversations with the local engineer, it was understood that probably all the pavement problems were linked to the inability to drain and the saturation of the pavement. The areas with critical points were identified, where it had the highest concentrations of defects and failures. From this analysis, we were searched for instructions in the DNIT manuals and for materials that present specific design methodologies for interlocking concrete block pavements.

*Key-words: Pavement issues. Interlocking concrete block pavements. DCP soil test*

## Lista de Figuras

1	Camadas estruturais de um pavimento - (DNIT/IPR-719) . . . . .	5
2	Relação de cargas e fatores de equivalência para estudo de tráfego (ABCP/ET-27) . . . . .	7
3	Espessura necessária para sub-base (ABCP/ET-27) . . . . .	8
4	Espessura necessária para base (ABCP/ET-27) . . . . .	8
5	Espessuras mínimas de base granular (ABCP/ET-27) . . . . .	9
6	Espessuras mínimas de base granular (ABCP/ET-135) . . . . .	9
7	Características geométricas mínimas para vias locais (DNIT/IPR-740) . . . . .	11
8	Raios de giro mínimo de acordo com os veículos tipo de projeto (DNIT/IRP-740) . . . . .	13
9	Detalhes geométricos do meio-fio feitos "in loco"(ABCP/BT-135) . . . . .	15
10	Detalhe de geométrico de contato com outros pavimentos(ABCP/BT-135) . . . . .	16
11	Detalhes do confinamento interno de dispositivos (ABCP/BT-135) . . . . .	17
12	Classificação de veículos (DNIT/IPR-723) . . . . .	20
13	Crescimento do PIB anual - Projeção 2020 a 2024 (BASTOS, 2020) . . . . .	23
14	Fatores de eixo (DNIT/IPR-719) . . . . .	24
15	Exemplos de tipos de eixos existentes (DNIT/IPR-719) . . . . .	25
16	Penetrômetro de cone Sul Africano . . . . .	29
17	Exemplo de Curva DCP . . . . .	33
18	Reconhecimento de camadas diferentes na sondagem DCP . . . . .	33
19	Coeficientes de rugosidade de Manning (DNIT/IPR-724) . . . . .	36
20	Esquema de sarjeta triangular (DNIT/IPR-724) . . . . .	36
21	Coeficientes de escoamento superficial (DNIT/IPR-724) . . . . .	39
22	Área equivalente do implúvio . . . . .	40
23	Coeficiente K em função do ângulo teta de uma sarjeta (DNIT/IPR-724) . . . . .	41
24	Fluxograma da Metodologia . . . . .	44
25	Delimitação da área de estudo . . . . .	45
26	Áreas mais prejudicadas . . . . .	46
27	Fatores de eixo determinados (DNIT/IPR-719) . . . . .	53

28	Fatores de equivalência - ábaco ET-27 . . . . .	55
29	Características geométricas mínimas para vias locais (DNIT/IPR-740) . . . . .	56
30	Representação trecho 1 . . . . .	57
31	Representação trecho 2 . . . . .	57
32	Representação trecho 3 . . . . .	58
33	Rampa e curva horizontal do trecho 1 . . . . .	61
34	Curvas horizontais do trecho 2 . . . . .	62
35	Região de contato entre pavimentos diferentes . . . . .	65
36	Detalhe do confinamento dos canteiros centrais . . . . .	66
37	Perfil de declividade do trecho 1 . . . . .	67
38	Perfil de declividade trecho 2 . . . . .	67
39	Perfil de declividade do trecho 3 . . . . .	68
40	Alteração de declividade do trecho 3 . . . . .	69
41	Localização das sondagens CBR . . . . .	72
42	Localização das sondagens SPT . . . . .	74
43	Representação do pavimento existente . . . . .	75
44	Identificação das galerias e dos possíveis locais de deságue do hospital . . . . .	77
45	Indicação de locais para instalação de drenos transversais . . . . .	80
46	Pontos de instalação das bocas de lobo do trecho 1 . . . . .	83
47	Pontos de Instalação das bocas de lobo do trecho 2 . . . . .	86
48	Pontos de Instalação das bocas de lobo do trecho 3 . . . . .	89
49	Curva DCP da sondagem DCP-01 . . . . .	91
50	Números DN da Curva DCP-01 . . . . .	92
51	Curva DCP da sondagem DCP-02 . . . . .	93
52	Números DN da Curva DCP-02 . . . . .	93
53	Curva DCP da sondagem DCP-03 . . . . .	94
54	Números DN da Curva DCP-03 . . . . .	95
55	Rearranjo subleito do trecho 3 com área de influência de DCP-03 . . . . .	98
56	Divisão de áreas de influência do trecho 3 . . . . .	99

57	Espessura necessária de sub-base para os trechos . . . . .	103
58	Espessura necessária de base para os trechos . . . . .	103
59	Novo padrão de pavimento pré-definido . . . . .	104
60	Rearranjo de escavações e perfil do pavimento final do trecho 1 e trecho 3 parte 1105	
61	Rearranjo de escavações e perfil do pavimento final do trecho 2 . . . . .	106
62	Rearranjo de escavações e perfil do pavimento final do trecho 3-parte2 . . . . .	106
63	Corte transversal do pavimento do trecho 1 . . . . .	106
64	Corte transversal do pavimento do trecho 2 . . . . .	107
65	Corte transversal do pavimento do trecho 3 parte 1 . . . . .	107
66	Corte transversal do pavimento do trecho 3 parte 2 . . . . .	107
67	Capacidade de esgotamento das boca de lobo simples em ponto intermediário (DNIT/IPR-724) . . . . .	111
68	Capacidade de esgotamento das boca de lobo simples em ponto abaixo da sarjeta(DNIT/IPR-724) . . . . .	112

## Lista de Tabelas

1	Tabela de correlações entre DCP e CBR . . . . .	34
2	Padrão de entregas de fornecedores . . . . .	52
3	Tabela de análise dos resultados DCP-01 . . . . .	95
4	Tabela de análise dos resultados DCP-02 . . . . .	96
5	Tabela de análise dos resultados DCP-03 . . . . .	96
6	Tabela de análise dos resultados DCP-03 . . . . .	102

## Lista de Abreviatura e Siglas

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ABCP Associação Brasileira de Cimento Portland

DNIT Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

ET-27 Estudo Técnico 27

BT-135 Boletim Técnico 135

ISC Índice de Suporte Califórnia

CBR California Bearing Ratio

DCP Dynamic Penetrometer Cone

# Sumário

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	<b>1</b>
1.1	Objetivos . . . . .	3
1.1.1	Objetivo geral . . . . .	3
1.1.2	Objetivos específicos . . . . .	3
<b>2</b>	<b>Revisão Bibliográfica</b>	<b>4</b>
2.1	Estrutura de um pavimento . . . . .	4
2.2	Tipos de pavimentos . . . . .	5
2.3	Métodos de dimensionamento de pavimentos intertravados . . . . .	6
2.3.1	Estudo técnico 27 (ABCP/1998) . . . . .	6
2.3.2	Boletim técnico 135 (ABCP/1999) . . . . .	8
2.4	Estudo geométrico . . . . .	9
2.4.1	Classificação das vias urbanas segundo DNIT . . . . .	9
2.4.2	Características geométricas de acordo com a classe de via . . . . .	10
2.4.3	Veículo de projeto . . . . .	10
2.4.4	Velocidade diretriz . . . . .	12
2.4.5	Largura mínima das faixas . . . . .	12
2.4.6	Raio mínimo de giro . . . . .	13
2.4.7	Raio de curva horizontal . . . . .	14
2.4.8	Confinamento externo . . . . .	15
2.4.9	Confinamento interno . . . . .	16
2.4.10	Declividade longitudinal . . . . .	17
2.4.11	Declividade transversal . . . . .	17
2.5	Estudo de tráfego . . . . .	18
2.5.1	Número (N) de solicitações . . . . .	19
2.5.2	Volume médio diário do ano de abertura (V1) e o padrão de veículos . . . . .	20
2.5.3	Período de vida útil de Projeto (P) . . . . .	21

2.5.4	Taxa de crescimento média anual (t)	21
2.5.5	Cenários econômicos IPEA 2018	21
2.5.6	Cenários econômicos IPEA 2020	22
2.5.7	Fatores de veículo (FV)	23
2.6	Estudo geotécnico	26
2.6.1	Materiais pré-existentes: Sondagens SPT	27
2.6.2	Índice de Suporte Califórnia (CBR)	27
2.6.3	O penetrômetro dinâmico de cone	28
2.6.4	Resultados adquiridos a partir de sondagens DCP	31
2.6.5	Correlação existentes entre DCP e CBR	34
2.7	Estudo do sistema de drenagem	35
2.7.1	Drenagem superficial de uma via urbana	35
2.7.2	Bocas de lobo	40
2.7.3	Postos de visita	43
2.7.4	Nível do lençol freático em épocas chuvosas	43
<b>3</b>	<b>Método</b>	<b>44</b>
3.1	Situação local e delimitação da área de estudo	45
3.2	Definição de metodologia do dimensionamento pavimento intertravado	46
3.3	Estudo de tráfego local	48
3.3.1	Considerações gerais a respeito do tráfego da área de estudo	49
3.3.2	Período de vida útil de Projeto (P)	50
3.3.3	Taxa de crescimento média anual (t)	50
3.3.4	Volume médio diário do ano de abertura (V1)	51
3.3.5	Fatores de eixos (FE)	52
3.3.6	Fatores de carga (FC)	52
3.3.7	Fator de Veículo (FV)	53
3.4	Estudo da geometria	54
3.4.1	Geometria existente	55
3.4.2	Requisitos geométricos	58

3.5	Estudo e geotécnico . . . . .	70
3.5.1	Índice de suporte califórnia - (ISC) . . . . .	70
3.5.2	Interferência nas sondagens para cálculo do CBR . . . . .	72
3.5.3	Correlações existentes . . . . .	73
3.5.4	Correlações utilizadas . . . . .	73
3.5.5	Resultados das sondagens SPT . . . . .	74
3.6	Possível estrutura do pavimento existente . . . . .	75
3.7	Estudo do sistema de drenagem . . . . .	76
3.7.1	Sistema de drenagem existente . . . . .	76
3.7.2	Novo sistema de drenagem superficial . . . . .	77
3.7.3	Novo sistema de drenagem profunda . . . . .	78
<b>4</b>	<b>Resultados</b>	<b>79</b>
4.1	Geometria do pavimento . . . . .	79
4.2	Drenagem Superficial . . . . .	81
4.2.1	Sarjetas e bocas de lobo do trecho 1 . . . . .	82
4.2.2	Sarjetas e bocas de lobo do trecho 2 . . . . .	83
4.2.3	Sarjetas e bocas de lobo do trecho 3 . . . . .	86
4.3	Volume médio diário do ano de abertura (V1) . . . . .	89
4.4	Volume total (Vt) . . . . .	89
4.5	Número de solicitações de eixos padrões (N) . . . . .	90
4.6	Resultados das sondagens DCP . . . . .	91
4.7	Dimensionamento do pavimento . . . . .	102
4.7.1	Camadas de sub-base . . . . .	102
4.7.2	Camadas de base . . . . .	103
4.7.3	Camada de assentamento . . . . .	104
4.7.4	Perfis de pavimento padrão para cada trecho . . . . .	104
4.7.5	Cortes transversais do pavimentos por trechos . . . . .	106
<b>5</b>	<b>Conclusões</b>	<b>108</b>

<b>6 Anexos</b>	<b>111</b>
6.1 Anexo A . . . . .	111
<b>Referências</b>	<b>113</b>

# 1 Introdução

Durante a experiência como bolsista de engenharia civil no departamento de manutenção predial do Hospital Universitário Polydoro Ernani de São Thiago de Florianópolis, percebeu-se que um dos problemas recorrentes era a necessidade de manutenção do pavimento de acesso a entrada principal e estacionamento da área interna do hospital. O que se percebia era o frequente levantamento de parte dos blocos, assim como surgimento de inúmeras poças da água que geravam desnivelamentos na estrutura após períodos com chuvas. Todo o entorno do hospital é do tipo pavimento de blocos de concreto sextavados intertravados. Por conta da necessidade de manutenções que estavam ocorrendo com cada vez mais frequência, surgiu o interesse pela pavimentação da área com pavimento flexível de asfalto drenante. Entretanto a reestruturação do pavimento com blocos intertravados se tornou uma melhor opção, pois dentre suas características, há o baixo custo de manutenção, considerando que em média é 95% dos blocos poderiam ser reaproveitados. Além disso o pavimento pode ser utilizado para o tráfego imediatamente após sua instalação e há a facilidade de manuseio das peças, dispensando necessidade de mão de obra especializada para o serviços. Pode se considerar também vantajoso pela possibilidade de melhoria estética e do sistema de sinalização horizontal do entorno do hospital por se poder utilizar blocos de concreto de diversas cores.

Segundo (ABCP, 2010), Historicamente a origem desse tipo de pavimentação vem de quase 5000 anos a.C, com a civilização Mesopotâmica que pavimentava suas vias com pedras irregulares intertravadas.

Três milênios depois, esse mesmo tipo de pavimento foi utilizado em larga escala em Roma, com blocos de pedras mais regulares que os mesopotâmicos. Hoje essas calçadas são consideradas pontos turísticos, como é o caso da calada romana de Ribadouro.

Esse tipo de pavimento começou a ser aprimorado com o início da regularização das pedras com talhadeiras, gerando os blocos regulares conhecidos como paralelepípedos. Por conta da

dificuldade de produção e transporte desses, desenvolveu-se a fabricação de blocos de concreto pré-fabricados.

No Brasil a pavimentação por meio de blocos intertravados de concreto chegou se tornou mais popular na década de 70.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo geral**

O Reconhecimento dos problemas da pavimentação de blocos intertravados de concreto existente no acesso principal do Hospital e redimensionamento do pavimento para a área considerada mais crítica, afim garantir vida útil de 20 anos para nova a estrutura.

### **1.1.2 Objetivos específicos**

- Reconhecer a geometria do pavimento existente e verificar se há a necessidade de se fazer alterações
- Dimensionar o tráfego para encontrar o número "N" de demanda do tipo de veículo padrão de 8,2t estabelecido pelo Manual de tráfego do DNER 2006 para o dimensionamento do pavimento.
- Realizar o estudo geotécnico do solo para o dimensionamento do pavimento.
- Realizar o estudo do sistema de drenagem pluvial existente no local.
- Apresentar novo dimensionamento do pavimento de blocos intertravados para a área de estudo

## 2 Revisão Bibliográfica

### 2.1 Estrutura de um pavimento

De acordo com (DNIT/IPR-719, 2006), pavimento de uma rodovia é a superestrutura constituída por um sistema de camadas de espessuras finas, assentadas sobre um semi-espaço considerado teoricamente como infinito - a infra-estrutura ou terreno de fundação, a qual é designada de subleito.

As camadas normalmente são compostas de materiais de diferentes resistências e capacidade de deformidade que em conjunto garantem um elevado grau de resistência para suportar as tensões e deformações ocasionadas pelo tráfego de veículos sobre a sua estrutura.

De modo geral, as camadas que compõem um pavimento são o revestimento, a base, a sub-base. É possível ainda que haja uma camada reforço do subleito, quando necessário. Nessa sequência temos a estrutura de um pavimento a partir da sua superfície de rolamento até a sua camada mais interna que permanece em contato com o subleito, a camada de solo local. Seguindo essa lógica temos:

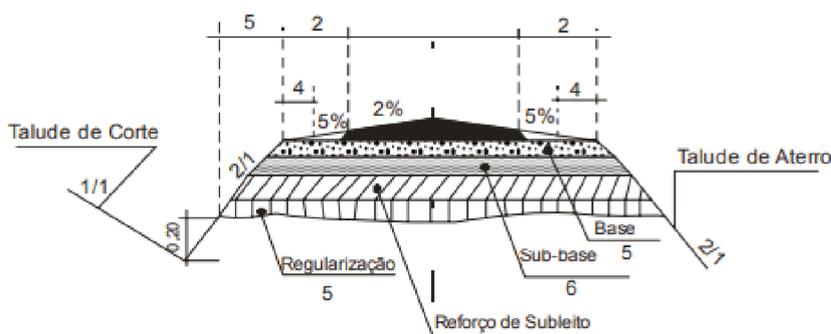
Primeiro, a camada de revestimento, que é a última a ser construída e que permanece em contato direto com o tráfego de veículos. Existem diversos tipos de revestimentos para os pavimentos, podendo ser de revestimento asfáltico, placas de concreto ou até mesmo bloco de concretos intertravados. Cada um lida com as cargas diretas do tráfego e transfere para as camadas seguintes de formas diferentes.

Após o revestimento, a camada de base, que é a principal camada do pavimento responsável por suportar as cargas provenientes do tráfego de veículos e distribuí-las de forma mais amena para camada seguinte, que pode ser a sub-base ou até mesmo o próprio subleito.

A camada de sub-base não é obrigatória, a sua principal função é de complementar a camada de base quando por questões técnico-econômicas não é aconselhável construir uma camada de base direto em contato com o subleito ou quando a camada de base necessária calculada é muito espessa.

Após a camada de sub-base podemos ter o reforço do sub-leito. Por definição, essa camada deve ser constituída por um material com capacidade de suporte superior a do subleito, porém inferior a da sub-base ou da base. Ela é necessária quando o subleito local apresenta, de acordo com as sondagens, baixa capacidade de resistência. A Figura 1 apresenta a ordem das camadas de acordo com DNIT (2006):

Figura 1: Camadas estruturais de um pavimento - (DNIT/IPR-719)



## 2.2 Tipos de pavimentos

Um pavimento ainda pode ser classificado como rígidos, semi-rígidos ou flexíveis.

Os pavimentos rígidos, segundo (DNIT/IPR-719, 2006) são os quais a camada de revestimento tem uma elevada rigidez em relação as outras camadas inferiores. Ela é a responsável por absorver praticamente todas as tensões provenientes dos carregamentos aplicados pelo tráfego. Um exemplo típico do do revestimento rígido são lajes de concreto de cimento Portland.

Os semi-rígidos, ao invés de um revestimento de concreto contêm uma camada asfáltica. E sua base é cimentada, geralmente feitas de solo-cimento ou cimento concreto rolado. De acordo com (ABCP, 1999), o solo-cimento é uma mistura homogênea de solo, cimento Portland e água. O próprio solo do local pode ser utilizado neste caso.

Por fim, há os pavimentos do tipo flexíveis, segundo (DNIT/IPR-719, 2006), todas as camadas desse tipo de pavimento participam do processo de deformação elástica dos carregamentos aplicados e, por conta disso, as cargas são distribuídas em parcelas aproximadamente

equivalentes entre as camadas. O pavimento de blocos intertravados de concreto é considerado pelo DNIT um tipo de pavimento flexível.

## **2.3 Métodos de dimensionamento de pavimentos intertravados**

Conforme as instruções presentes no manual (DNIT/IPR-719, 2006) entendeu-se que os pavimentos de bloco de concreto intertravados são considerados um tipo de pavimento flexível e, portanto podem ser dimensionados de acordo com o métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis. O próprio documento apresenta uma metodologia a se seguir para o dimensionamento de flexíveis.

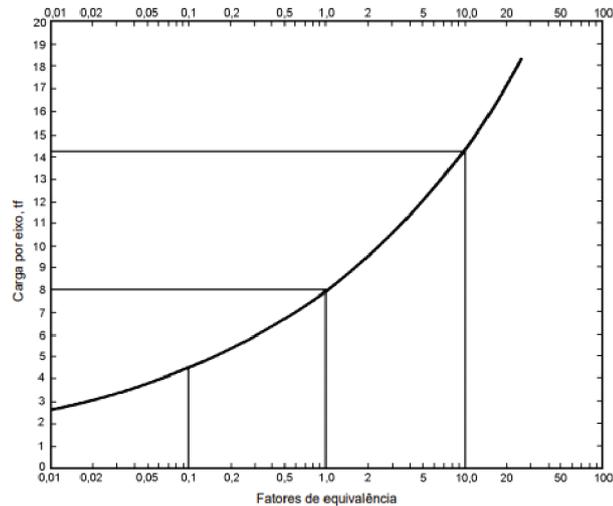
### **2.3.1 Estudo técnico 27 (ABCP/1998)**

O estudo técnico 27 (ABCP, 1998) resume a metodologia de dimensionamento do bloco de concretos intertravados em duas partes:

- 1) Técnicas para garantir o intertravamento das peças
- 2) Uso de 3 gráficos: O primeiro para se conhecer os fatores de equivalências dos eixos diferentes do eixo padrão pré-estabelecido de 8,2 tf e para descobrir a demanda de tráfego na via em função da sua vida útil. O segundo para determinar a espessura mínima necessária para a camada de sub-base do pavimento de acordo com o índice de suporte califórnia (ISC) do subleito. E por fim, o terceiro, para determinar a espessura da camada de base apenas em função da demanda de tráfego.

O primeiro gráfico, referente ao estudo de tráfego apresenta os fatores de equivalência para a transformação dos diversos tipos de eixos diferentes para o tipo padrão considerado pelo DNIT como o eixo simples de 8,2 tf.

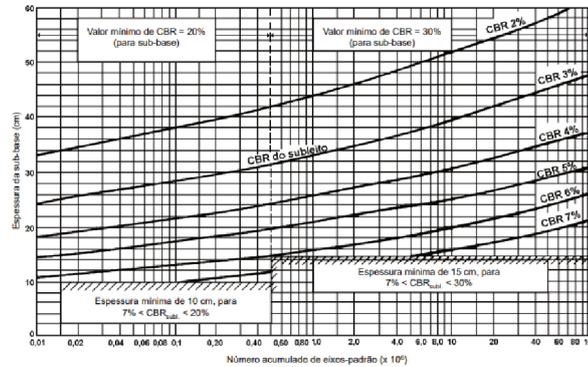
Figura 2: Relação de cargas e fatores de equivalência para estudo de tráfego (ABCP/ET-27)



A partir da adaptação dos eixos é possível se encontrar a demanda de tráfego de eixos padrões “N” ao longo da vida útil do pavimento, dado necessário de entrada para se encontrar a espessura da sub-base e base do pavimento. Normalmente a vida útil estipulada para pavimentos é de 10 anos. Será mais aprofundado o tema de vida útil na etapa de estudo de tráfego desta revisão bibliográfica.

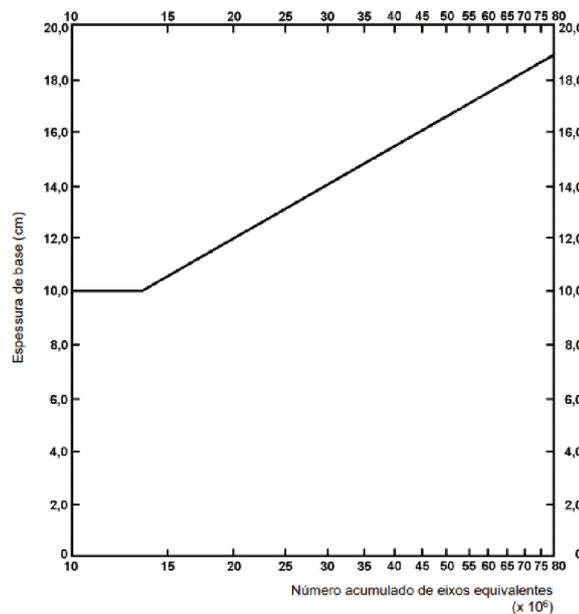
O segundo gráfico, refere-se a espessura da sub-base e têm como dado de entrada o número “N” de demanda do tráfego e o índice de suporte califórnia (ISC) encontrado por meio de sondagens no subleito. Este índice também é conhecido pela sigla em inglês de CBR e suas explicações serão aprofundadas na seção do estudo geotécnico desta revisão bibliográfica.

Figura 3: Espessura necessária para sub-base (ABCP/ET-27)



Por fim, o terceiro gráfico apresenta, em função do número de solicitações de tráfego “N”, a espessura de uma camada de base de solo-cimento ou concreto rolado.

Figura 4: Espessura necessária para base (ABCP/ET-27)



### 2.3.2 Boletim técnico 135 (ABCP/1999)

Diferente do estudo técnico 27, O boletim técnico 135 apresenta um método de dimensionamento de um pavimento de concreto intertravado sem considerar a utilização de camada de

sub-base. Sendo assim são consideradas apenas as camadas de revestimento, assentamento e de base para estrutura do pavimento. Podendo a base ser de solo estabilizado com cimento ou do tipo granular.

Para camada de base estabilizada com cimento:

Figura 5: Espessuras mínimas de base granular (ABCP/ET-27)

Suporte do solo: valores de CBR (%)	Tráfego característico: quantidade de veículos comerciais por dia		
	até 5	de 5 a 10	de 10 a 20
3	22	24	25
4	17	19	20
5	13	15	16
6	11	12	13
Maior do que 7	10	10	10

Para camada de base estabilizada com cimento:

Figura 6: Espessuras mínimas de base granular (ABCP/ET-135)

Suporte do solo: valores de CBR (%)	Tráfego característico: quantidade de veículos comerciais por dia		
	até	de 5 a 10	de 10 a 20
3	37	39	42
4	28	31	33
5	22	24	26
6	18	20	21
Maior do que 7	15	15	15

Para pavimentos de blocos intertravados, além das camadas padrões de um pavimento, também é considerado na sua estrutura uma camada de assentamento. No (ABCP, 1998) é instruído que essa deve conter em média 5 cm e ser feita de areia fina. Já o (ABCP, 1999) define que a camada deve ter 4 cm e deve ser feita com areia grossa.

## 2.4 Estudo geométrico

Nessa seção serão apresentadas as informações técnicas utilizadas de acordo com o (DNIT, 2010).

### 2.4.1 Classificação das vias urbanas segundo DNIT

1) Vias arteriais: Classe de vias composta por 2 tipos de vias, as arteriais principais e secundárias. As principais são chamadas assim pois atendem os principais centros urbanos e se

conectam com as vias rodovias federais e estaduais. Elas proporcionam acesso aos maiores polos geradores de tráfego das cidades, como os centros urbanos, de empregos, terminais de carga e passageiros. Em geral atendem as principais demandas de tráfego de longas distâncias. As vias arteriais primárias mais conhecidas são as vias expressas.

Enquanto as vias arteriais principais atendem as linhas de ônibus municipais e intermunicipais, as arteriais secundárias atendem as linhas locais e dão mais ênfase para o acesso as comunidades. As secundárias também têm a função de conectar as vias principais.

2) Vias coletoras: Classe de vias em que a principal função é conectar as vias arteriais às locais, distribuem o tráfego arterial até o seu destino final. Mas, diferente das arteriais, essas vias podem adentrar nas vizinhanças residenciais das cidades e até mesmo servir como acesso direto para residências.

3) Vias locais: Classe de vias que têm como principal função permitir o acesso às propriedades, oferecendo o menor nível de mobilidade entre as classes e normalmente não contêm rotas de ônibus.

#### **2.4.2 Características geométricas de acordo com a classe de via**

O manual de projeto geométrico (DNIT, 2010) apresenta no seu fim um grupo de tabelas resumo referentes as características geometrias mínimas absolutas e desejáveis para cada um dos tipos de classes citados. A figura 29 apresenta a tabela 83 retirada deste material para vias locais e veículo de projeto do tipo “CO”.

#### **2.4.3 Veículo de projeto**

Segundo (DNIT, 2010) é definido como veículo de projeto o tipo mais representativo, ou seja, que mais circula pela via, ou o mais largo, que exige mais espaço para realizar suas manobras com segurança. É importante ainda considerar que a escolha de um veículo de projeto com menores dimensões não impossibilita o tráfego de veículos mais longos na via, mas influência na segurança do tráfego.

Figura 7: Características geométricas mínimas para vias locais (DNIT/IPR-740)

Características	Desejável	Absoluto
Velocidade diretriz mínima	40 km/h	30 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada	50 m	35 m
Raio mínimo de curva horizontal		
• e = 2%	50 m	25 m
• e = 0%	55 m	30 m
Taxa máxima de superelevação	2%	2%
Rampa máxima	6%	15%
Rampa mínima	0,5%	0,2%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas	4	2
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas	9	6
Largura da faixa de rolamento	3,30 m	3,00 m
Declividade transversal da pista	2%	3%
Gabarito mínimo vertical	4,50 m	4,50 m
Largura da faixa de estacionamento	2,50 m	2,20 m

Os possíveis veículos-tipo definidos pelo manual (DNIT, 2010) são:

- VP: Veículos particulares do tipo leve, do tipo carros de passeio, vans, minivans, pick-ups e similares.
- CO: Veículos comerciais rígidos de dois eixos, não articulados e de menores dimensões. Os caminhões e ônibus convencionais fazem parte desse grupo. Podem conter de 4 a 6 rodas.
- O: Veículos comerciais rígidos de 3 eixos, não articulados e de maiores dimensões. Os ônibus urbanos longos e os caminhões de três eixos conhecidos como trucão fazem parte desse grupo.
- OR: Ônibus rodoviários longos, geralmente utilizados para turismo. Contêm o máximo comprimento permitido para veículos não articulados.
- CA: Veículos de carga articulados, com uma unidade tratora simples com dois eixos que traciona um semi-reboque de 3 eixos. O tipo mais conhecido desse grupo são as carretas. Um outro veículo desse grupo é o modelo de caminhão Vanderléia, composto por unidade tratora e semi-reboque de 3 eixos.

- BT7: Veículos de carga articulados, com uma unidade tratora de 3 eixos que tracionado com 2 articulações, dois semi-reboque de 2 eixos. O tipo mais conhecido desse grupo são os Bitrem com 7 eixos com comprimento total de 19,80 m.
- CG: Veículos especiais para transporte de outros automóveis, vans, ônibus e caminhões. Os mais conhecidos são o Cegonheiro ou o CTV.
- BT9: Veículos de carga articulados, com uma unidade tratora de 3 eixos que tracionado com 2 articulações, dois semi-reboque de 3 eixos. Os tipos mais conhecidos desse grupo são os Bitrens com 9 eixos com comprimento total de 25 m. Outro veículo conhecido desse grupo é o Rodotrem.
- BTL: Assim como o grupo BT9, são veículos de carga articulados, com uma unidade tratora de 3 eixos que tracionado com 2 articulações, dois semi-reboque de 3 eixos. O tipo mais conhecido desse grupo são os Bitrens com 9 eixos e os Rodotrem com comprimentos totais de 30 m, com 5 m a mais que os do grupo anterior.

#### **2.4.4 Velocidade diretriz**

Ainda de acordo com o (DNIT, 2010), a velocidade diretriz é considerada como a maior velocidade com que um veículo pode trafegar na via com segurança quando o este está sujeito apenas às limitações físicas impostas pela via. Para vias locais é definido velocidade diretriz desejável de 40 km/h e mínima absoluta de 30 km/h.

De acordo com o material, ao se retornar a figura 29, é verificado que para vias locais, é desejável que a velocidade diretriz seja de 40 km/h e que a mínima absoluta seja de 30 km/h.

#### **2.4.5 Largura mínima das faixas**

Segundo (ABCP, 1999), a largura eventual utilizada para faixas de pavimentos intertravados é de 3 metros, a mesma largura padrão das régua utilizadas para nivelamento do pavimento.

Já de acordo com (DNIT, 2010), as faixas de rolamento podem variar de 2,70 m a 3,60 m de largura, predominando 3,60 para a maioria vias de alto padrão, por haver o afastamento de-

sejável para que grandes veículos comerciais possam trafegar em sentidos opostos em rodovias rurais de pistas de simples.

Ainda segundo o DNIT, embora seja desejável uma largura maior para a faixa, é aceitável sua redução para 3,30 m em regiões com travessia de pedestres e áreas urbanas ou até para de 3 m, quando se deseja baixar a velocidade de veículos.

#### 2.4.6 Raio mínimo de giro

Ainda conforme o manual de projeto geométrico (DNIT, 2010) o raio de giro mínimo é definido como o raio da trajetória da roda externa dianteira do veículo de projeto quando este executa o seu giro mais fechado possível a uma baixa velocidade.

Os principais fatores que influenciam nos valores mínimos dos raios de giro são a largura do veículo de projeto e as distâncias entre os seus eixos. O manual do DNIT define na sua tabela 25 as dimensões básicas dos diversos tipos de veículos-tipo de projeto. a figura ?? apresenta a tabela retirada do deste documento.

Figura 8: Raios de giro mínimo de acordo com os veículos tipo de projeto (DNIT/IRP-740)

Características	Designação do Veículo								
	Veículo leve (VP)	Cam./Ônibus conv. (CO)	Ônibus urbano longo (O)	Ônibus rodoviário (OR)	Carreta (CA)	Bitrem de 7 eixos (BT7)	Cegonheiro (CG)	Bitrem de 9 eixos (BT9)	Bitrem longo/Rodotr. (BTL)
Largura total	2,1	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6
Comprimento total	5,8	9,1	12,2	14,0	18,6	19,8	22,4	25,0	30,0
Raio mín. da roda externa dianteira	7,3	12,8	12,8	13,8	13,7	13,7	13,7	14,8	16,6
Raio de giro do eixo dianteiro (RED)	6,4	11,5	11,5	12,5	12,5	12,5	12,5	13,6	15,4
Raio mín. da roda interna traseira	4,7	8,7	7,1	7,7	6,1	6,8	1,6	4,5	3,9

Ainda na figura 8, abaixo do raio mínimo de giro da roda externa dianteira também é apresentado o raio de giro do eixo dianteiro (RED), admite-se que este é o raio traçado pelo centro do eixo dianteiro dos veículos enquanto percorrem as curvas com as configurações de giro mais fechadas sob uma baixa velocidade.

#### 2.4.7 Raio de curva horizontal

Segundo (DNIT, 2010) o raio mínimo de curva horizontal, por sua vez, é o menor comprimento de raio necessário para se conseguir percorrer uma curva com máxima superelevação na velocidade estabelecida como diretriz garantindo segurança e conforto. O seu cálculo leva em consideração a superelevação “e” o fator “f” de atrito entre as rodas do veículos e o pavimento:

$$R = \frac{v^2}{127(e+f)}$$

Em que:

R = raio mínimo de curva horizontal, em m

v = velocidade diretriz, em km/h

e = superelevação máxima, em m/m

f = coeficiente de atrito transversal

Corforme o manual de projeto geométrico (DNIT, 2010), a superelevação é a declividade transversal da pista em apenas um sentido nos trechos de curvas horizontais e tem função de contrabalancear a força centrífuga atuante sobre os veículos nesses trechos. Normalmente o valor atribuído para a superelevação é de 2% para vias locais, podendo chegar até 12% em vias com casos especiais. Mais informações sobre as declividades transversais serão apresentadas mais a frente.

Ainda segundo (DNIT, 2010), o coeficiente de atrito transversal é um fator que depende da velocidade dos veículos, da superfície do pavimento e até mesmo da condição da via, se está seca ou molhada. No caso de pneus novos trafegando em um pavimento de concreto molhado e em bom estado, tem-se o coeficiente de atrito para 30km/h de 0,5. No entanto sabe-se que essa é situação ideal e não real, portanto o próprio manual do DNIT define que o valor máximo admissível para o coeficiente é de 0,20 para 30 km/h e 0,18 para 40km/h. O aumento da velocidade reduz este coeficiente, chegando a 0,12 quando em 110 km/h.

#### 2.4.8 Confinamento externo

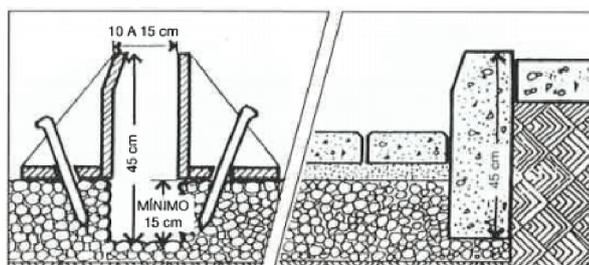
Segundo o (ABCP, 1999) o confinamento externo é uma das etapas mais importantes para garantir a estabilidade e o travamento do pavimento de blocos de concreto intertravados, ele impede que as peças fiquem soltas e se separem entre si. Além do confinamento externo, há também o interno que será apresentado no próximo tópico.

O externo garante o travamento das extremidades do pavimento, enquanto o interno trabalha para travar todas as instalações existentes no interior do pavimento intertravado.

Ambos os confinamentos devem ser construídos logo após a colocação da camada de base, de forma que, em conjunto com a base, formem uma caixa rígida para o recebimento das camadas adjacentes da pavimentação. Nessa lógica, o fundo é formado pela camada de base, as extremidades laterais pelo confinamento externo e no meio, quando necessário, há o confinamento interno de peças do sistema de drenagem ou outros sistemas.

Direcionando o foco ao confinamento externo, considera-se que ele é constituído pelo passeio, meios-fios e pelas sarjetas. Pode ainda ser estruturado rente ao nível do pavimento ou superior ao mesmo. De modo geral para atender o tráfego de veículos, os meios-fios feitos "in loco" devem ser construídos de concreto, com largura de 15 cm e 45 cm de altura. É importante considerar que 15 cm da altura devem estar enterradas na camada de base do pavimento. O boletim técnico 135 (ABCP, 1999) apresenta o detalhamento do meio-fio na sua figura 20.2, como de acordo com a figura 9 apresentada neste trabalho.

Figura 9: Detalhes geométricos do meio-fio feitos "in loco"(ABCP/BT-135)



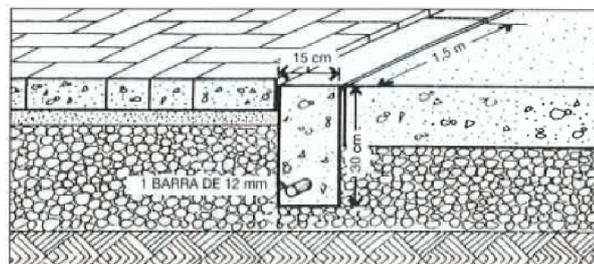
Quanto as sarjetas, não há necessidade de serem instaladas caso a declividade longitudinal da via seja maior do que 2,5%. Para declividades inferiores deve-ser instaladas em ambos os

lados do via. Nesses casos as sarjetas podem ser construídas de concreto com espessura de 15 cm ou até mesmo com os próprios blocos assentados sobre uma base de 15 cm de argamassa com traço 1:4. É definido ainda que caso a declividade seja inferior a 1% se torna obrigatório a instalação de sarjetas de concreto.

As questões geométricas referentes aos passeios são definidas segundo (ABCP, 2010) mas não serão tratadas neste trabalho.

Por fim, é também considerado importante para o confinamento externo do pavimento a instalação de blocos de concreto de 15 cm de espessura e 30 cm de profundidade, com armadura inferior feita com uma barra de aço de diâmetro de 12 mm, nas regiões de encontro com outros tipos de pavimento, quando este outro está com sua estrutura deteriorada. O boletim técnico 135 (ABCP, 1999) apresenta o detalhamento de contato com outros pavimentos na sua figura 20.3. Representada pela figura 10 neste trabalho.

Figura 10: Detalhe de geométrico de contato com outros pavimentos(ABCP/BT-135)



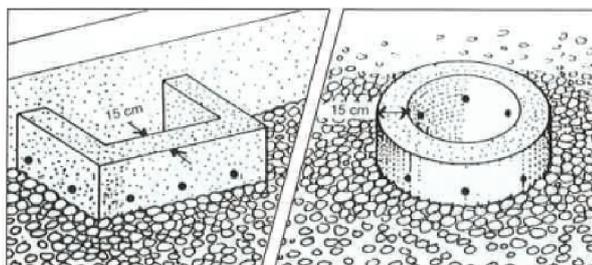
#### 2.4.9 Confinamento interno

Continuando as instruções a respeito dos confinamentos, ainda de acordo com (ABCP, 1999), participam do confinamento internos todas as estruturas que ficam inseridas no pavimento de blocos intertravados, como por exemplo: caixas de inspeção, canteiros centrais, bocas de lobo e outros dispositivos.

No contorno dessas estruturas deve-se instalar ou construir uma camada de concreto de 15 cm de espessura para garantir o travamento adequado dos blocos. No caso dos dispositivos de drenagem há a necessidade ainda de se posicionar drenos de 12 mm a cada 25 cm ao longo dos

confinamentos internos. O boletim técnico (ABCP, 1999) apresenta o detalhamento dessas camada na sua figura 21.1. Representada pela figura 11.

Figura 11: Detalhes do confinamento interno de dispositivos (ABCP/BT-135)



Uma outra estrutura comum de confinamento interno que é utilizada em pavimentos intertravados de concreto é o cordão transversal de travamento para evitar o deslocamento horizontal dos blocos. Diferente do confinamento transversal de contato com outros tipos de pavimento, este é necessário para trechos com inclinação superior a 8% e deve ser estruturado 1 a cada 100 m. No entanto, não há na área de estudo inclinações longitudinais superiores a 3,00%, portanto não será necessário estruturar esses cordões.

#### 2.4.10 Declividade longitudinal

A declividade longitudinal de uma via é definida pelo desnível ao longo do seu comprimento. O conhecimento dessa declividade é extremamente importante para o dimensionamento do sistema de drenagem superficial de sarjetas.

Segundo (DNIT, 2010) os limites desejáveis e absolutos mínimos e máximos:

- 1)As declividades desejáveis são 0,5% para o inferior e 6% para o superior.
- 2)As declividades absolutas são 0,2% para o inferior e 15% para o superior.

#### 2.4.11 Declividade transversal

A declividade transversal de uma via é definida pelo desnível existente no sentido transversal ao seu comprimento. Essa declividade pode ser verificada a partir do desnível entre os bordos

ou até mesmo entre os bordos e o centro da pista de rolamento, quando há elevação do eixo central.

Segundo (ABCP, 2010) recomenda-se um caimento de 2% nas pistas de rolamento de um pavimento intertravado, sendo necessário conter no mínimo 1% pra se conseguir atender as necessidades do sistema de drenagem pluvial.

De acordo com (ABCP, 1999), caso a declividade longitudinal seja maior que 2,5%, a declividade transversal deve ser ao mínimo de 3%.

Conforme o manual de projeto geométrico (DNIT, 2010) é também desejada uma declividade transversal de 2% para vias locais, podendo chegar ao limite de 3% em trechos não curvos.

Portanto fica esclarecido que a declividade mínima para se trabalhar é de 1%, a ideal é de 2% e a máxima é de 3%.

## **2.5 Estudo de tráfego**

De acordo com (DNIT/IPR-719, 2006) para o dimensionamento de pavimentos, há a necessidade de se conhecer o volume tráfego que a estrutura do pavimento estará sujeita a suportar durante todo o seu tempo de vida útil. Essa demanda é definida pelo manual por meio de uma diretriz “N” que representa a quantidade acumulada de passagens na via de um eixo simples definido como padrão de 8,2tf.

Apesar de a contagem ser definida a partir da soma de passagens de eixos do tipo padrão, a realidade é que o tráfego é composto por diferentes tipos de veículos que contêm diferentes tipos de eixos e pesos. Sendo assim, para que a contagem seja realizada é necessário fazer uma adaptação de todos os eixos, para que sejam transformados e passem a representar um número equivalente de passagens de um eixo padrão.

Essa transformação dos eixos é feita por meio da aplicação de um fator de eixo “FE” sobre todos os eixos de todos os veículos que participam do tráfego estudado.

### 2.5.1 Número (N) de solicitações

Segundo (DNIT, 2010) a equação para o cálculo deste número “N” de solicitações definida pelo DNIT é:

$$N = Vt * (FV)$$

Em que:

Vt = Volume total de tráfego durante o período de P anos de vida útil

FV = Fator de veículo

O fator de veículo “FV” é aplicado de acordo com os eixos existentes no tráfego e suas porcentagens. As equações de cada uma dessas duas diretrizes são apresentadas abaixo:

Para Vt:

$$Vt = \frac{365 * V1 * (t+1/100)^P}{t/100}$$

Em que:

V1: Volume médio diário do ano de abertura

P: Período de vida útil do pavimento, em anos

t: Taxa de crescimento médio do tráfego ao longo da vida útil

E para FV:

$$FV = FE * FC$$

Em que:

FE: Fator de eixo dos veículos

FC: Fator de carga do eixos

## 2.5.2 Volume médio diário do ano de abertura (V1) e o padrão de veículos

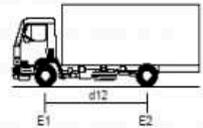
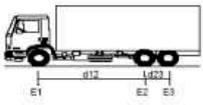
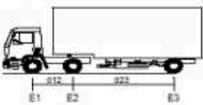
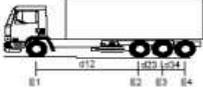
Conforme (DNIT/IPR-723, 2006) o volume médio diário de tráfego para o primeiro ano “V1” é calculado a partir da contagem dos veículos em apenas um dos sentidos da via de estudo ao longo de 7 dias consecutivos. O sentido escolhido normalmente é o que contém o maior fluxo por ser o mais representativo.

De acordo com o manual, sua equação é dada por:

$$V1 = (\text{" Soma do volume anual de todos os veículos"})/365$$

É necessário também que as contagens sejam feitas com a separação dos tipos de veículos e pesagem de cada um dos seus eixos. Para isso o (DNIT/IPR-723, 2006) já estabelece um padrão de classificação com 32 tipos de veículos com seus respectivos tipos de eixo e pesos médios a serem utilizados como referência. A figura 12 apresenta essas informações.

Figura 12: Classificação de veículos (DNIT/IPR-723)

SILHUETA	Nº DE EIXOS	PBT/CMT MÁX.(t)	CARACTERIZAÇÃO	CLASSE
	2	16(16,8)	<b>CAMINHÃO</b> E1 = eixo simples (ES), rodagem simples (RS), carga máxima (CM) = 6t ou capacidade declarada pelo fabricante do pneumático E2 = ES, rodagem dupla (RD), CM = 10t d12 ≤ 3,50m	2C
	3	23(24,2)	<b>CAMINHÃO TRUCADO</b> E1 = ES, RS, CM = 6t E2E3 = ES, conjunto de eixos em tandem duplo TD, CM = 17t d12 > 2,40m 1,20m < d23 ≤ 2,40m	3C
	3	26(27,3)	<b>CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE</b> E1 = ES, RS, CM = 6t E2 = ED, RD, CM = 10t E3 = ED, RD, CM = 10t d12, d23 > 2,40m	2S1
	4	31,5(33,1)	<b>CAMINHÃO SIMPLES</b> E1 = ES, RS, CM 6t E2E3E4 = conjunto de eixos em tandem triplo TT; CM = 25,5t d12 > 2,40 1,20m < d23, d34 ≤ 2,40m	4C

A tabela completa pode ser encontrada na figura 13, do manual de tráfego do DNIT (IPR-723,2006), a partir da página 51 do documento.

Ainda segundo (DNIT/IPR-723, 2006), as contagens ainda podem ser reduzidas, por exemplo, em interseções rurais ou de maior importância é aceito 3 dias para as contagens, já em interseções isoladas e de menor importância é aceito apenas 1 dia de contagem.

### **2.5.3 Período de vida útil de Projeto (P)**

O período de vida útil é definido como a quantidade em anos que um pavimento implantado pode trabalhar até que passe a apresentar desgastes que comprometam a segurança e o bom suporte ao tráfego a qual está sujeito.

De acordo com (DNIT/IPR-723, 2006), o período de vida útil “P” usual dos pavimentos é de 10 anos, que corresponde ao tempo de duração média de um pavimento. Inicia-se a contagem do tempo apenas a partir da abertura do pavimento ao tráfego. Ainda segundo o manual do DNIT, quando se considera o tempo dedicado aos estudos de viabilidade, elaboração dos projetos e construção do pavimento em si, costuma-se de adotar um período total de 20 anos.

### **2.5.4 Taxa de crescimento média anual (t)**

Segundo (DNIT/IPR-723, 2006) a experiência mostra que a demanda de tráfego tende a crescer de forma lenta, sendo comum, por falta de informações socioeconômicas, adotar uma taxa padrão de crescimento de 3%. Que é um valor próximo a taxa de crescimento do Brasil como um todo.

### **2.5.5 Cenários econômicos IPEA 2018**

De acordo com (CAVALCANTI et. al., 2018) os possíveis cenários econômicos do País para os próximos anos são:

#### **2.5.5.1 Cenário de referência**

Considera o histórico de crescimento da economia brasileira e a aprovação de reformas para o equilíbrio fiscal de longo prazo, o que possibilitaria um a convergência para um cenário de crescimento balanceado. Com base nisso, a taxa de crescimento econômico média do PIB seria de 2,2% ao ano para o período.

#### **2.5.5.2 Cenário Transformador**

Assim como no cenário anterior, nesse também é considerado a aprovação de reformas para o equilíbrio fiscal, mas, além disso, também é levado em consideração a implantação de um amplo e profundo conjunto de medidas dedicadas ao aumento da economia. Aqui a taxa média de crescimento econômico do PIB seria de 4% ao ano.

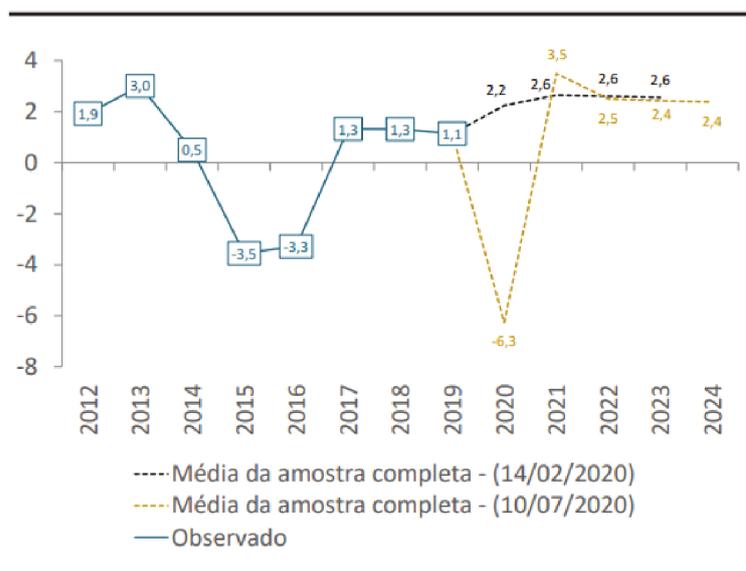
#### **2.5.5.3 Cenário de desequilíbrio fiscal**

Esse cenário considera o desequilíbrio fiscal do País, principalmente por conta dos problemas envolvendo o sistema de previdência. Por conta disso, ocorria um impacto negativo do PIB. Junto a sua redução, haveria a chance de surgir uma crise de confiança no País, na qual impossibilitaria o refinanciamento de dívidas nacionais. Com base nisso, a taxa de crescimento econômico médio do PIB seria 0,5% ao ano.

#### **2.5.6 Cenários econômicos IPEA 2020**

Segundo (BASTOS, 2020) por contado surgimento da pandemia de coronavírus observou-se que houve redução do PIB do País em 2020, porém já em 2021, de acordo com as tendências do Instituto, o PIB já volta a ser positivo e se mantém nos próximos anos.

Figura 13: Crescimento do PIB anual - Projeção 2020 a 2024 (BASTOS, 2020)



Fonte: BCB e IBGE.

Elaboração: Grupo de Conjuntura da Dimac/Ipea.

## 2.5.7 Fatores de veículo (FV)

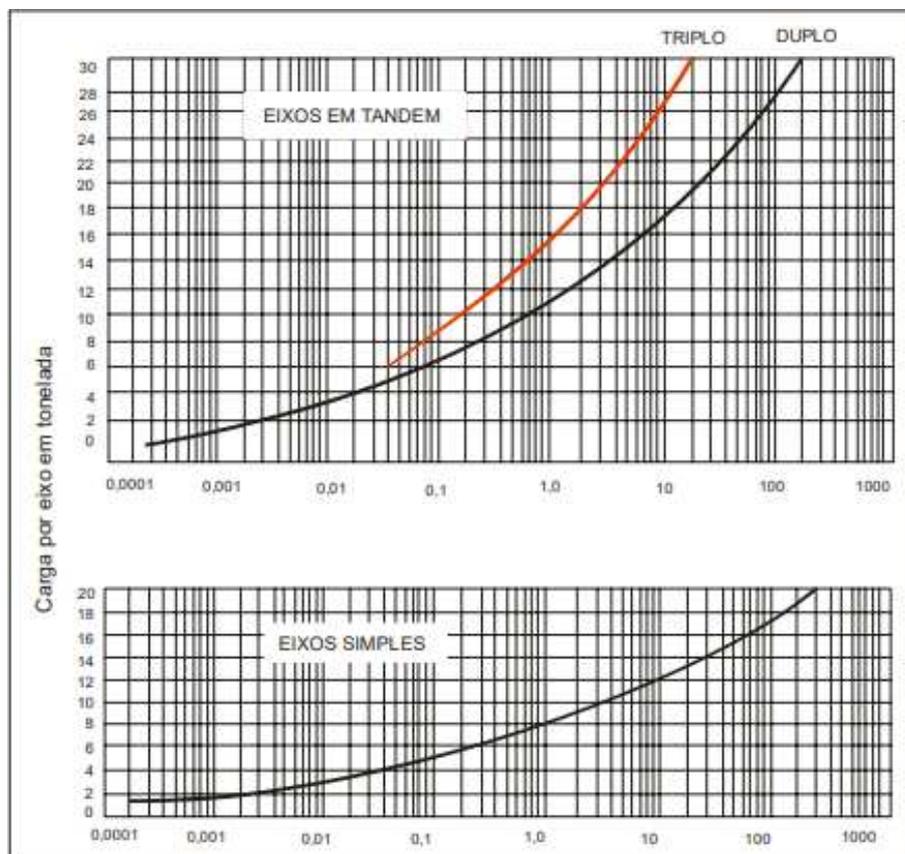
De acordo com (DNIT/IPR-719, 2006), o fator de veículo é encontrado a partir do produto de outros dois fatores: o de eixos "FE" e o de carga "FC".

### 2.5.7.1 Fator de Eixo (FE)

O fator de eixo "FE" representa o número equivalente de passadas feitas por um eixo padrão para cada um dos diferentes tipos de eixos existentes no tráfego. Os seus valores podem ser encontrados por meio de ábacos presentes no manual de pavimentação (DNIT/IPR-719, 2006), ou até mesmo por meio de equações mais específicas, apresentadas no manual de tráfego (DNIT/IPR-723, 2006). Aqui será apresentado o método de reconhecimento por meio dos ábacos:

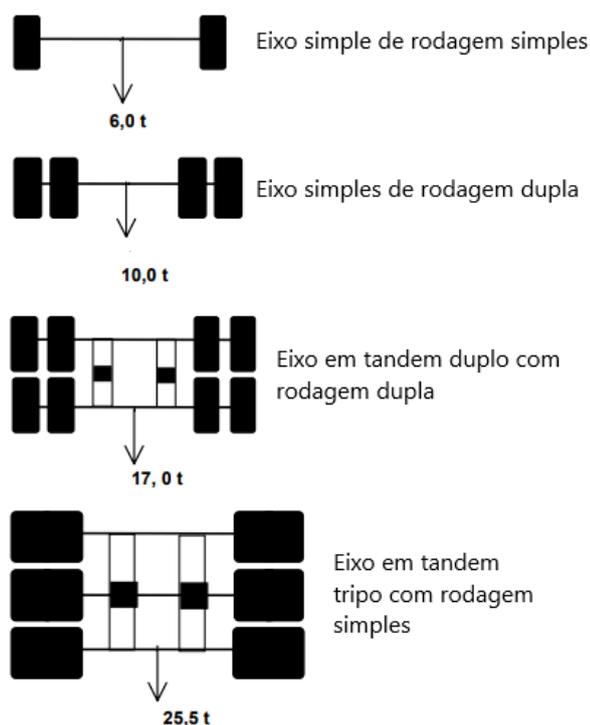
Eixos do tipo tandem são definidos pelo manual de tráfego (DNIT/IPR-723, 2006) como "dois ou mais eixos que de um veículo que constituem um conjunto integrado de suspensões, podendo qualquer um deles ser ou não motriz".

Figura 14: Fatores de eixo (DNIT/IPR-719)



Para representar melhor a diferença entre eixos simples e em tandem, a figura 15 apresenta dois tipos de eixos simples, um em tandem duplo e outro em triplo:

Figura 15: Exemplos de tipos de eixos existentes (DNIT/IPR-719)



Já os pesos dos veículos são verificados por meio de instalação de balanças nas vias de estudo. Segundo o (DNIT/IPR-723, 2006) quando não é possível se instalar, recomenda-se a utilização dos pesos de eixos apresentados pelo próprio manual, na figura 13, a partir da página 51. Alguns pesos podem ser verificados na figura 12.

#### 2.5.7.2 Fator de Carga (FC)

De acordo com (SOARES et. al., 2015), este fator na realidade é definido como a porcentagem de participação de cada um dos tipos de veículos presentes no tráfego.

## 2.6 Estudo geotécnico

Os estudos geotécnicos para pavimentação têm função de reconhecimento da capacidade de suporte do subleito em que será feita a implantação e de prospecção de possíveis jazidas de materiais que podem ser utilizados nas camadas do pavimento.

Segundo o (DNIT/IPR-719, 2006) para reconhecimento da capacidade de suporte do subleito e suas camadas, devem ser feitas sondagens com profundidades de pelo 60 cm até 1 m. Após esse intervalo os efeitos do tráfego sob o terreno já são considerados minimizados.

As sondagens geralmente são feitas à percussão, com o auxílio de pá, trado ou picareta. É considerado ainda ideal realizar-las no eixo central e nos bordos da via. Considera-se os bordos normalmente à uma distância de 3,5 m do eixo.

A partir das sondagens é possível reconhecer a capacidade de suporte do subleito e suas características geotécnicas por meio de ensaios de laboratório:

- Granulometria por peneiramento com lavagem do material na peneira de 2 mm (Número 10) e de 0,075 mm (Número 200).
- Limite de liquidez.
- Limite de plasticidade
- Compactação
- Massa específica saturada "in situ"
- Índice de suporte califórnia (ISC-CBR)
- Expansibilidade, no caso de solos lateríticos

Ainda conforme (DNIT/IPR-719, 2006) o espaçamento entre uma sondagem e outra deve ser no máximo distância máxima de até 200 m.

### **2.6.1 Materiais pré-existentes: Sondagens SPT**

Segundo as orientações presentes de (ARAÚJO et. at, 2019) e da (ABNT, 2016), esse tipo de sondagem consiste na perfuração do solo em duas etapas:

A primeira etapa consiste em escavar o solo com trado-concha ou cavadeira manual até a profundidade de 1 m. Uma amostra desse solo é recolhida para ser apresentada no perfil do relatório da sondagem.

Já a segunda etapa da sondagem consistem em penetrar o solo com uma haste por meio de golpes em queda livre de um peso padrão de 65 kg a uma altura também padrão de 75 cm. Deve-se registrar o número de golpes que foram necessários para cada trecho de 15 cm perfurados.

As análises do solo são feitas de 45 em 45 cm, e a medida de resistência do solo, chamada de “NSPT” é calculada pela soma dos golpes necessários para se perfurar os últimos 30 cm de cada análise. Por conta da influencia das últimas duas camadas de 15 cm e dos impactos do martelo padrão, os resultados dos 15 cm iniciais são descartados.

### **2.6.2 Índice de Suporte Califórnia (CBR)**

Esse índice é referencia para o estudo da resistência do subleito e sua capacidade de suporte quando compactado. Utilizado tanto pelos órgãos rodoviários no Brasil quanto do mundo.

Ele é determinado por meio de ensaio do solo coletado por sondagem e levado ao laboratório e representa a capacidade de suporte do subleito compactado contra afundamentos plásticos, que são deformações permanentes caracterizadas por criarem depressões na superfície do pavimento e o levantamento das bordas, também conhecidos como solevamento.

Segundo as Normas NBR 9895 (ABNT, 2016) e DNER-ME 049 (DNER, 1994):

O seu valor é apresentado como um percentual, resultado da comparação, entre a capacidade do solo analisado e a de uma amostra de solo de rocha britada que é considerada como referência de resistência para o ensaio.

O ensaio em sí ocorre pela compressão de um corpo de prova, por um pistão até que ele seja comprimido e tenha uma variação de volume até 0,2 polegadas, cerca de 5 mm.

As variações da pressão para que ocorram as alterações de volume na amostra são anotadas durante o decorrer do ensaio e comparadas com as pressões necessárias para que ocorram as mesmas variações de volume no solo de rocha britada de referência.

Como padrão para cálculo do índice, são analisadas as pressões necessárias nos instantes de compressão volumétrica de 2,54 mm e 5,08 mm. As pressões na rocha britada nesses dois períodos são de  $70\text{kg}/\text{cm}^2$  para 2,54 mm e de  $105\text{kg}/\text{cm}^2$  para 5,08 mm.

Antes de utilizar a equação para encontrar os valores do índice de suporte califórnia, é necessário ainda verificar se não há necessidade de se corrigir as pressões encontradas no ensaio: Traça-se uma curva pressão-penetração. Caso essa curva apresente um ponto de inflexão, deve-se traçar uma tangente à curva neste ponto até se interceptar o eixo das abscissas. A distância entre a origem dos eixos e o ponto de encontro com a tangente será o valor “c” de correção que deve ser adicionado aos pontos de 2,54 mm e 5 mm para encontrar os novos valores corretos das pressões.

A equação do índice de suporte califórnia (ISC) é dada por:

$$ISC = \frac{\textit{Pressão calculada ou pressão corrigida}}{\textit{pressão padrão}} * 100$$

Dentre os dois índices calculados, toma-se como resultado de capacidade de suporte do subleito o mais elevado.

### 2.6.3 O penetrômetro dinâmico de cone

Segundo (FONTES, 2001) o primeiro equipamento foi criado em 1956 na Austrália por Scala, que nomeou a ferramenta com o seu nome: Scala penetrômetro. Anos depois foram utilizados penetrômetros no Zimbábue, na África do Sul, em Israel, no Reino Unido e até mesmo no Brasil para o estudo da capacidade de suporte do subleito para o dimensionamento de pavimentos.

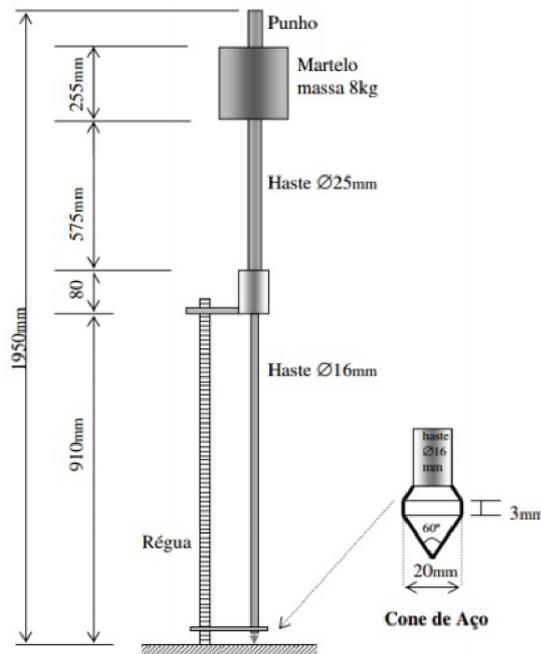
O equipamento em si permite realizar ensaios de penetração dinâmica em camadas de granulares ou solos. O instrumento utilizado neste trabalho foi o modelo Sul Africano, disponibilizado pelo laboratório de mecânica dos solos do departamento de engenharia civil da Universidade Federal de Santa Catarina e consiste em duas barras, uma superior, outra inferior, uma ponta em cone e um peso de 8 kg.

A barra superior tem 25 mm de diâmetro e 575 mm de comprimento, o peso de 8kg é acoplado a ela e consegue deslizar livremente sobre seu comprimento. Na sua parte superior há uma segurador metálico para impedir que a altura da queda deste martelo seja maior que 575 mm, na sua parte inferior há uma área de rosca para encaixe na segunda barra.

De acordo com (MNROAD, 2020) a barra inferior tem 16 mm de diâmetro e comprimento que pode variar de 900 mm até 1200 mm. O utilizado neste estudo contém 910 mm. Na sua base inferior é acoplado o cone de 20 mm de diâmetro de base e ângulo de 60° (sessenta graus). Na base superior há um alargamento do diâmetro para a parada do martelo que desliza sobre a barra superior e há também uma rosca, para conexão das barras.

A penetração do cone no terreno ocorre pela queda livre do martelo instalado na barra superior a uma altura de 575 mm. A introdução no solo é medida por uma régua metálica de 1 m milimetrada instalada no equipamento. A figura 16 apresenta o modelo utilizado.

Figura 16: Penetrômetro de cone Sul Africano



Dependendo do comprimento da barra superior do equipamento, as sondagens podem chegar à até 1 m de profundidade e cada sondagem leva de 5 a 10 minutos. Segundo (MN-

ROAD, 2020) as sondagens podem levar até 30 minutos quando as perfurações precisarem ser preenchidas após a retirada do equipamento.

Além da profundidade limite de 1 m, são ainda consideradas condições de parada para as sondagens com o penetrômetro dinâmico de cone quando:

- Atingido o limite superior da barra inferior se seu comprimento for menor que 1 m
- As penetrações em 10 golpes consecutivos são menores de 3 mm por golpe
- A distância desejada for alcançada

**Características e cuidados das sondagens com penetrômetro DCP** O penetrômetro é considerado um equipamento simples, tanto por conta da sua facilidade de transporte quanto pelo manuseio. Ele contém poucas peças e pode ser instalado e desmontado com facilidade, não necessita de mão de obra especializada ou até ser calibrado antes do uso. Deve-se apenas tomar alguns cuidados quanto a conexão correta entre as partes, a lubrificação da barra superior, limpeza do equipamento e a boa condição do cone na sua ponta antes do seu uso.

Além de ser um equipamento simples, as sondagens com penetrômetro permitem o reconhecimento “in situ” da capacidade de suporte do subleito e até mesmo de camadas de pavimentos já existentes. Possibilita ainda o reconhecimento rápido de camadas de solos não aceitáveis e que precisam de reforço ou substituição.

Quanto a utilização do equipamento para reconhecimento de camadas de pavimentos, deve-se tomar alguns outros cuidados: O penetrômetro não foi projetado para penetrar camadas cimentadas ou betuminosas, o impacto em camadas mais fortes e rígidas pode danificar o cone na sua ponta. De acordo com (MNROAD, 2020) antes da sondagem deve se realizar a remoção dessas camadas com a abertura de uma circunferência de pelo menos 50 mm de diâmetro, com o cuidado para não afetar a estrutura das camadas inferiores. Caso o corte seja feito com auxílio de máquinas que utilizam água para o suporte ao corte é necessária a remoção imediata da água em excesso do local.

Ainda conforme (MNROAD, 2020), as sondagens com penetrômetro dinâmico de cone contêm um baixo custo e podem ser realizadas por apenas um profissional com uma câmera

para registrar os resultados ou até mesmo com o auxílio de um ou dois ajudantes. A melhor situação é quando realizado por 2 pessoas, pois não há melhorias significativas quando realizado em trio e qualidade das filmagens dificultar a leitura dos resultados em vídeos.

Pelo seu baixo custo, torna-se mais acessível a repetição das sondagem e se verificar a homogeneidade ou até anomalias. A distância mínima recomendada entre sondagens é de 30 cm. Perfurações muito próximas podem ter seus resultados prejudicados.

Recomenda-se ainda ao menos dois segundos de intervalo entre um impacto e outro durante a realização das sondagens, golpes consecutivos em um tempo muito curto também podem afetar os resultados pela energia acumulada dos impactos.

Por fim, ainda existem dois cuidados importantes a serem levados em conta:

Primeiro, não se deve registrar a penetração do cone enquanto o equipamento está sendo assentado no local em que será feita a sondagem pois o peso do próprio equipamento interfere nos resultados antes da primeiro golpe.

Segundo, deve se tomar cuidado durante a retirada do equipamento após o fim da sondagem. De acordo com (MNROAD, 2020) o ideal é que o penetrômetro seja removido com o auxílio de instrumento conhecido como macaco. Quando feito manualmente pode ocorrer danos nas conexões e a ponta cônica ou até mesmo arrancamento da mesma. O cone deve ser trocado caso tenha sofrido redução igual ou superior a 10% do seu diâmetro, 2 mm.

#### **2.6.4 Resultados adquiridos a partir de sondagens DCP**

O único resultado direto entregue por uma sondagem com penetrômetro dinâmico de cone é o seu índice de penetração, conhecido também no português como número DCP ou DN e no inglês por penetration index (DPI). Ele é definido como a relação entre a distância penetrada no solo e o número de golpes do martelo que foram necessário para a descida do equipamento, medido em mm/golpe.

Quando maior o número DCP do solo, maior o deslocamento provocado a cada golpe do martelo, isso significa que solos pouco resistentes têm valores altos de DN. De acordo com (MNROAD, 2020), para pavimentação o subleito deve ter um valor inferior a 25 mm/golpe para não precisar ser tratado ou receber reforço e o valor máximo que o mesmo pode apresentar

para ser útil à pavimentação é de 32 mm/golpe. Acima desse valor o subleito não é capaz de dissipar os impactos do tráfego ou até mesmo dar suporte a camadas adjacentes de um pavimento.

Os valores apresentados foram calculados por meio da correlação existente entre DCP e CBR estruturada pelo corpo de engenheiro do exército dos Estados Unidos em 1992 (U.S Army Engineers Waterways Experiment Station - ASCE). Conforme apresentado por (MNROAD, 2020) sua equação é apresentada como:

$$\log CBR = 2,46 - 1,12 * \log DN$$

Em que:

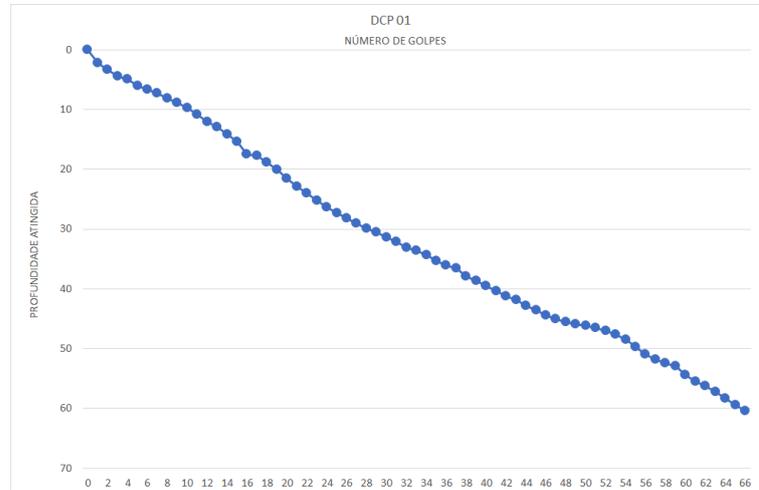
CBR: Índice de suporte califórnia equivalente do subleito ou camada de pavimento testado.

DN: Índice de penetração do material em mm/golpe encontrado durante a sondagem in situ do subleito ou pavimento.

Quanto aos intervalos de registros, não há uma regra estabelecida que determina a frequência em que devem feitos, eles podem ser realizados de acordo com a vontade do sondador. Mas intervalos menores entre um registro e outro conseguem representar o perfil do solo com melhor precisão quanto as variações.

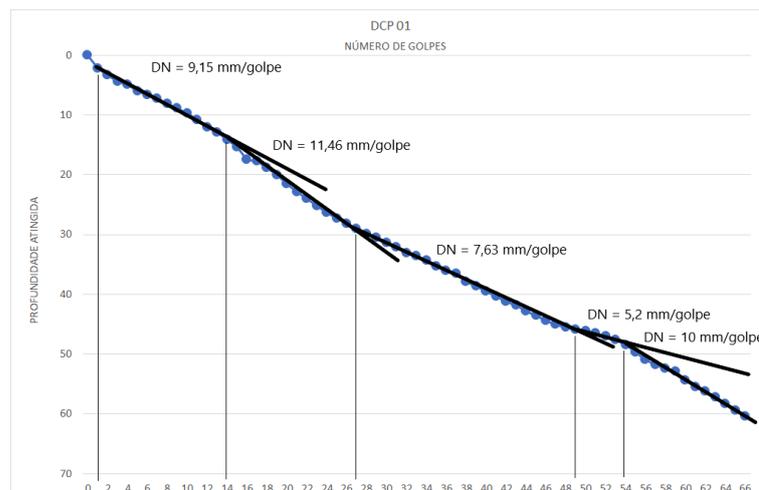
A partir de uma série de registros é possível traçar um gráfico chamado de curva DCP. Ela relaciona o número de golpes acumulados, marcados no eixo das abcissas, com as profundidades atingidas durante o decorrer do processo, no eixo das ordenadas.

Figura 17: Exemplo de Curva DCP



Assim que o gráfico plotado pode-se identificar diferentes camadas de solos ou até mesmo do pavimento e suas espessuras. As mudanças das camadas de solo são percebidas quando há alteração de inclinação da curva. A diferença entre os valores iniciais e finais no eixo da ordenadas em trechos com uma mesma inclinação representa a espessura de cada uma das camadas existentes.

Figura 18: Reconhecimento de camadas diferentes na sondagem DCP



### 2.6.5 Correlação existentes entre DCP e CBR

Algumas das correlações encontradas na literatura são apresentadas na tabela 1:

Tabela 1: Tabela de correlações entre DCP e CBR

Situação	Correlação	Autores	Fonte
Rodovias na África do Sul	$\text{Log}(CBR) = 2,60 - 1,26.\text{Log}(DN)$	Kleny e Savage (1982)	FONTES (2001)
Rodovias no Estado do Paraná	$CBR = 443,45.(DN) - 1,30$	Heyn (1986)	FONTES (2001)
Solos argilosos	$\text{Log}(CBR) = 2,56 - 1,16.\text{Log}(DN)$	Harison (1987)	CARDOSO (2002)
Solos arenosos	$\text{Log}(CBR) = 3,03 - 1,51.\text{Log}(DN)$	Harison (1987)	CARDOSO (2002)
Solos finos	$\text{Log}(CBR) = 2,89 - 1,46.\text{Log}(DN)$	Ponce et. al. (1991)	FONTES (2001)
Argentina	$CBR = 450.(DN) - 1,05$	Angeloni et. al. (1991)	FONTES (2001)
Rodovias de São Paulo	$\text{Log}(CBR) = 2,490 - 1,057.\text{Log}(DN)$	Oliveira e Vertamatti (1997)	FONTES (2001)
Para solos da BR-101 de Santa Catarina "in situ"	$(CBR) = 512,64 * (DN)^{-1,25}$	Trichês e Cardoso (1998)	FONTES (2001)
Para solos da BR-101 de Santa Catarina em imersão	$(CBR) = 151,58 * (DN)^{-1,03}$	Trichês e Cardoso (1998)	FONTES (2001)
Para solos não argilosos	$(CBR) = 292/(DN)^{1,12}$	ASTM (2009)	Norma Americana D-6951

## **2.7 Estudo do sistema de drenagem**

### **2.7.1 Drenagem superficial de uma via urbana**

De acordo com (DNIT/IPR-724, 2006) a drenagem superficial de um pavimento tem como objetivo coletar e conduzir as águas sobre o corpo estradal e das áreas próximas para um local seguro, garantindo a segurança e estabilidade do pavimento. Para vias urbanas este manual define um sistema de drenagem composto com dispositivos como sarjetas, as bocas de lobo, os poços de visita, as galerias dentre outras estruturas especiais.

#### **2.7.1.1 Sarjetas**

Conforme o manual de drenagem (DNIT/IPR-724, 2006), as sarjetas dos trechos urbanos têm como objetivo coletar as águas que precipitam sobre o pavimento e as áreas próximas e desvia-las para pontos de captação que normalmente é uma boca de lobo.

Portanto, todo o dimensionamento de uma boca de lobo está atrelado ao escoamento da água que ocorre pela sarjeta. Para realizar o cálculo da capacidade de esgotamento de uma boca de lobo é necessário antes de conhecer ao menos a altura da lâmina água presente na sarjeta no ponto de encontro dos dois dispositivos e a vazão existente neste momento.

Para se conhecer a altura da lâmina de água e a vazão transportada pela sarjeta primeiro é necessário antes conhecer a declividade longitudinal do terreno ou do trecho em que se pretende se construir a sarjeta. Além da declividade do terreno, é necessário também reconhecer: A rugosidade da sarjeta, sua seção transversal e declividade.

#### **2.7.1.2 Coeficiente de rugosidade de Manning (n)**

Conforme (DNIT/IPR-724, 2006) a rugosidade de uma sarjeta é conhecida em função do tipo de material no qual ela é construída. Cada um dos tipos de materiais usados contém uma rugosidade específica encontrada por meio do coeficiente “n” de rugosidade de Manning . A figura 19, retirada da tabela 34 do (DNIT/IPR-724, 2006) apresenta os alguns dos coeficientes dos materiais usualmente usados nos dispositivos de drenagem.

Figura 19: Coeficientes de rugosidade de Manning (DNIT/IPR-724)

Cimento		
Superfície acabada	0,010	0,013
Argamassa	0,011	0,013
Canais abertos revestidos		
Concreto, com superfície de:		
Acabamento a colher	0,011	0,012
Acabamento a desempenadeira	0,013	0,015
Acabamento com cascalhos no fundo	0,015	0,017
Sem acabamento	0,014	0,017
Sobre escavação em rocha boa	0,017	0,020
Sobre escavação em rocha irregular	0,022	0,027
Fundo em concreto acabado com desempenadeira e paredes com:		
Pedra aparelhada em argamassa	0,015	0,017
Pedra irregular em argamassa	0,017	0,020
Alvenaria de pedra rebocada	0,016	0,020
Alvenaria de pedra rejuntada	0,020	0,025

### 2.7.1.3 Geometria das sarjetas

Ainda segundo (DNIT/IPR-724, 2006) a sua geometria das sarjetas podem ser triangulares, redondas ou até mesmo trapezoidais. As mais comuns nos trechos urbanos são as triangulares por reaproveitar o meio-fio na sua geometria.

Figura 20: Esquema de sarjeta triangular (DNIT/IPR-724)



#### 2.7.1.4 Vazão da sarjeta (Qo) e descarga do afluente à sarjeta (Q)

O manual de drenagem (DNIT/IPR-724, 2006) define que a capacidade de vazão “Qo” de uma sarjeta é calculada por meio da equação de Izzard baseada na fórmula de Manning:

$$Q_o = 0,375 * y_o^{8/3} * Z * (I^{1/2}/n)$$

Em que:

Qo = Vazão da sarjeta, em m<sup>3</sup>/s

yo = Altura da lamina de água na sarjeta, em m

Z = Recíproca da declividade transversal

I = Declividade longitudinal da sarjeta, em m/m

O valor da recíproca da declividade transversal é igual ao valor da tangente da do ângulo inferior interno da sarjeta triangular. A figura 20 apresenta esse ângulo.

A vazão “Qo” suportada pela sarjeta deve ser no mínimo igual a descarga da sua área de influência, que é calculada levando em consideração a área do pavimento a ser drenada e das áreas próximas que também acabam desaguando na sarjeta.

#### 2.7.1.5 Vazão de descarga do afluente à sarjeta (Q)

Segundo (DNIT/IPR-724, 2006) pelo Método Racional, a equação da descarga “Q” das áreas afluentes a sarjeta é dada por:

$$Q = 2,75 * 10^{-7} * C * i * A$$

Em que:

Q = Descarga afluente a sarjeta, em m<sup>3</sup>/s

C = Coeficiente de escoamento superficial

i = Intensidade de precipitação, em mm/h

A = Área a ser drenada em m<sup>2</sup>

#### 2.7.1.6 Intensidade de precipitação (i)

A intensidade de precipitação é dada por meio da curva intensidade-duração-frequência (IDF) da região de estudo. De acordo com os estudos apresentados por (BACK et. al, 2011) para Florianópolis equação é definida por:

Para durações t entre 5 e 120 minutos:

$$i = \frac{222,0 * T^{0,1648}}{t^{0,3835}}$$

Para durações t entre 120 a 1440 minutos:

$$i = \frac{465,5 * T^{0,695}}{t^{0,5391}}$$

Em que:

i = intensidade de precipitação, em mm/h

T = Tempo de retorno, em anos

t = duração das chuvas, em minutos

#### 2.7.1.7 Coeficiente de escoamento (C)

Já o coeficiente de escoamento superficial C, assim como o coeficiente de rugosidade de Manning, também é determinado por meio de valores tabelados conforme o manual de drenagem (DNIT/IPR-724, 2006). A figura 21 apresenta a tabela 39 retirada deste manual.

Figura 21: Coeficientes de escoamento superficial (DNIT/IPR-724)

Características da superfície	Coefficiente de escoamento
Revestimento de concreto de cimento portland	0,70 – 0,90
Revestimento betuminoso	0,80 – 0,95
Revestimento primário	0,40 – 0,60
Solos sem revestimento com baixa permeabilidade	0,40 – 0,65
Solos sem revestimento com permeabilidade moderada	0,10 – 0,30
Taludes gramados	0,50 – 0,70
Prados e campinas	0,10 – 0,40
Áreas florestais	0,10 – 0,25
Terrenos cultivados em zonas altas	0,15 – 0,40
Terrenos cultivados em vales	0,10 – 0,30

### 2.7.1.8 Altura da lâmina água na sarjeta ( $y_0$ )

De acordo com (DNIT/IPR-724, 2006) a altura de água na sarjeta em um ponto específico é encontrado a partir da mesma equação da vazão da sarjeta. Basta isolar a variável referente a altura “ $y_0$ ” na equação de “ $Q_0$ ” e considerar que essa vazão passar ser igual a demanda “ $Q$ ” do afluente até o ponto determinado.

Ao isolar variável “ $y_0$ ”:

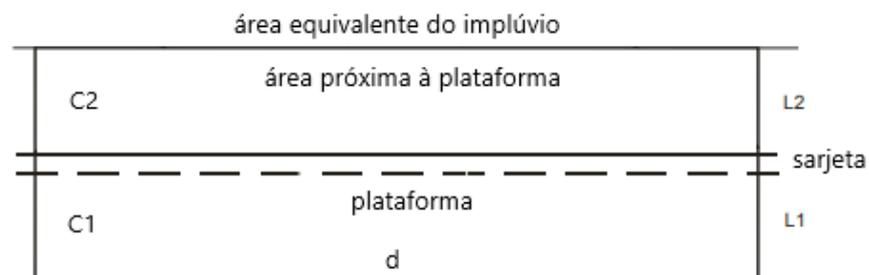
$$y_0 = 1,445 - \frac{1}{Z^{3/8}} * \frac{Q_0}{I^{1/2} n}$$

O manual do DNIT ainda define que quando a demanda “ $Q$ ” do afluente passa a ser igual a capacidade de vazão da sarjeta “ $Q_0$ ” encontra-se o ponto limite de capacidade de transporte da sarjeta, em que “ $y_0$ ” chega ao seu limite, sendo igualado a altura “ $h$ ” da sarjeta. Neste ponto temos o comprimento crítico da sarjeta “ $d$ ”, onde há a necessidade de se instalar uma boca de lobo ou outro dispositivo para retirada da água. A equação desse comprimento crítico é dada por:

$$d = \frac{0,375 \cdot \gamma_o^{8/3} \cdot Z \cdot l^{1/2}}{2,78 \cdot 10^{-7} \cdot C \cdot i \cdot L \cdot n}$$

Em que "L" é igual a largura do implúvio, que por definição, é uma área retangular equivalente a área à ser drenada com largura "L" e comprimento "d". A figura 22 apresenta a área retangular do implúvio com base nas instruções presentes conforme (DNIT/IPR-724, 2006).

Figura 22: Área equivalente do implúvio



### 2.7.2 Bocas de lobo

Para vias urbanas, toda vez que o uma sarjeta alcança o comprimento crítico "d" é necessário se instalar uma boca de lobo ou outro dispositivo para retirada da água da sarjeta.

Existem 3 tipos de bocas de lobo:

- 1) Simples ou laterais, feitas a partir de aberturas no meio fio, em que a caixa coletora fica situada abaixo do passeio.
- 2) Com grelhas, caso a caixa coletora fique posicionada sob a faixa da sarjeta e do pavimento
- 3) Composta, em que há união dos dois tipos da boca de lobo anteriores

Para o dimensionamento ainda há diferença em função da posição em que a boca de lobo está em relação à sarjeta. Se ela for posicionada em um trecho contínuo de declividade uniforme e a entrada de água ocorre por apenas uma das laterais, ela é considerada uma boca

de lobo em ponto intermediário. No caso de ser localizada junto aos pontos de curvatura do meio-fio ou no cruzamento entre ruas ela é chamada de boca de lobo abaixo da sarjeta. Neste caso a entrada de água ocorre pelas duas laterais.

### 2.7.2.1 Bocas de lobo simples localizadas em pontos intermediários às sarjetas

Segundo (DNIT/IPR-724, 2006) para sarjetas simples localizadas em pontos intermediários a vazão da boca de lobo é dada pela equação:

$$\frac{Q}{L} = (K + C) * y * (g + y)^{1/2}$$

Em que:

y = altura do fluxo da sarjeta imediatamente a montante da boca de lobo. Caso não haja depressão para entrada de boca de lobo, y = y<sub>0</sub>.

K = função do ângulo Ø da sarjeta, como de acordo com a tabela 44 retirada do (DNIT/IPR-724, 2006), apresentada na figura 23.

Figura 23: Coeficiente K em função do ângulo teta de uma sarjeta (DNIT/IPR-724)

tg Ø	K
12	0,23
24	0,20
48	0,20

A capacidade de escoamento da boca de lobo é dada em vazão por metro linear de perímetro (l/s.m) neste caso.

O manual de drenagem (DNIT/IPR-724, 2006) ainda apresenta um ábaco que correlaciona os valores de “Q/L” em função da lâmina de água “y<sub>0</sub>” em cm. Esse gráfico está presente no anexo A deste trabalho.

### 2.7.2.2 Bocas de lobo localizadas em pontos abaixo das sarjetas

Ainda segundo (DNIT/IPR-724, 2006) as bocas de lobo localizadas abaixo dos pontos das sarjetas podem trabalhar como vertedores ou como orifícios. Quando a altura da lâmina da água é inferior ou igual a altura da abertura da boca de lobo, ela trabalhará como vertedor. Caso a altura da lamina da água seja maior ou igual a duas vezes a altura da abertura da boca de lobo, ela trabalhará como orifício.

No caso da altura da lâmina de água ficar acima da altura da abertura da boca de lobo porém permanecer menor que 2 vezes essa altura, a sarjeta trabalhará em um regime transitório entre um vertedor e um orifício.

No caso de trabalho como vertedor, em que “y/h” é menor ou igual a 1, a equação da capacidade de escoamento será:

$$\frac{Q}{L} = 1,703 * y_0^{3/2}$$

Em que:

Q = Vazão máxima esgotada pela boca de lobo, em m<sup>3</sup>/s

L = Comprimento da abertura, em m

y<sub>0</sub> = altura da lamina de água, em m

h = altura do meio-fio, em m

Já no caso de trabalho como orifício, em que em que “y/h” é maior ou igual a 2, a equação da capacidade de escoamento será:

$$Q = 3,101 * h^{3/2} * \left(\frac{y}{h}\right)^{1/2}$$

Para bocas de lobo em pontos abaixo da sarjeta o manual de drenagem (DNIT/IPR-724, 2006) também disponibiliza um ábaco que correlaciona a capacidade de escoamento em l/s.m em função da altura da lâmina de água existente e sua relação com a altura da abertura no meio-fio “h”. Este gráfico também está presente no anexo A.

### **2.7.3 Postos de visita**

Conforme (DNIT/IPR-724, 2006) os poços de visita são dispositivos existentes no sistema de drenagem que podem ser utilizados para mais de uma função. São construídas principalmente para permitir a alteração, a declividade ou até mesmo a direção das águas que são escoadas nas galerias, mas podem ser também instaladas apenas como pontos para se realizar limpezas e verificação da eficiências.

### **2.7.4 Nível do lençol freático em épocas chuvosas**

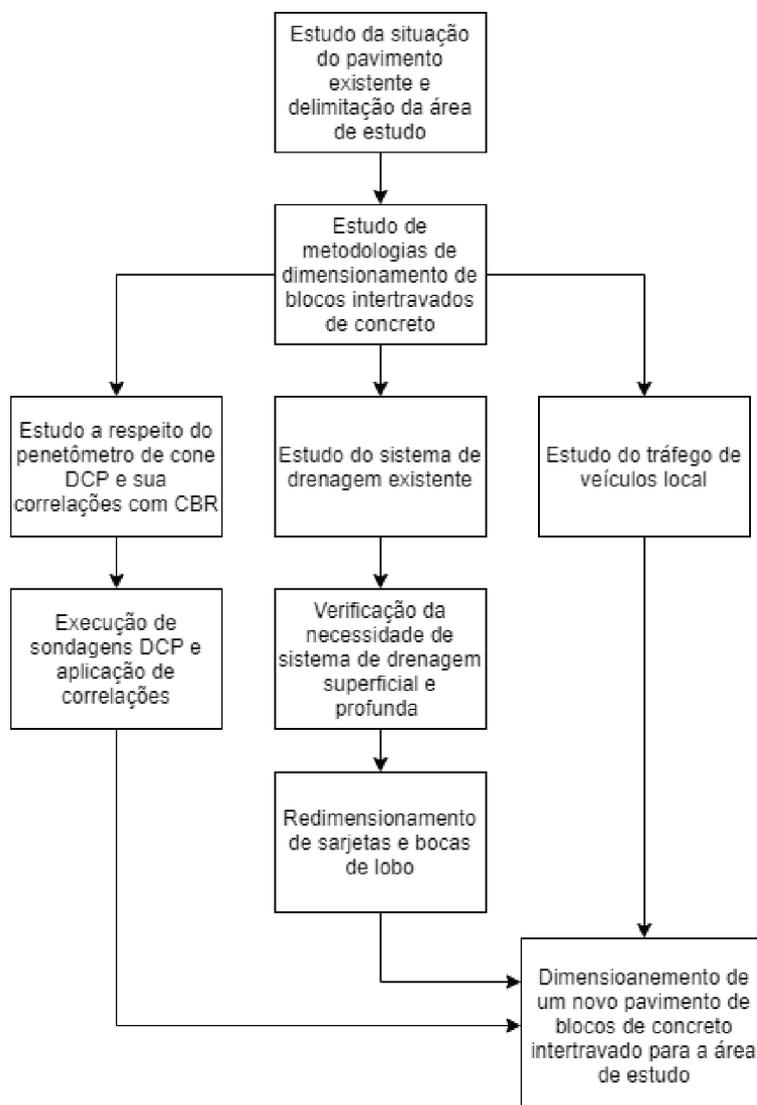
Segundo os estudos de (SANTOS, 2016) a respeito da hidrografia e variação do nível de lençol freático para a região referente à Universidade Federal de Santa Catarina, verificou-se que nas épocas chuvosas do ano o lençol freático existente na área do pavimento varia entre 1 m a 1,5 m de profundidade em relação a superfície. Para as épocas secas ele permanece abaixo de 2 m.

De acordo com (DNIT/IPR-724, 2006), o nível do lençol freático deve permanecer a uma profundidade de pelo menos 1,5 a 2 m em relação a camada de subleito do pavimento.

### 3 Método

Este capítulo tem como objetivo descrever todo o processo para o dimensionamento do pavimento de blocos intertravados de concreto, desde as investigações do local e o reconhecimento dos possíveis motivos pelos quais o pavimento se encontra degradado até os estudos necessários para o seu dimensionamento adequado. O fluxograma apresentado na figura 24 mostra as etapas do desenvolvimento dos trabalhos.

Figura 24: Fluxograma da Metodologia



### 3.1 Situação local e delimitação da área de estudo

Antes de partir para os estudos técnicos relacionados ao pavimento foram realizadas visitas ao local para o reconhecimento da situação do pavimento e dos problemas existentes. Durante as visitas foi relatado pela engenheira responsável que os problemas relacionados à degradação do pavimento de blocos intertravados provavelmente estavam ligados ao mau funcionamento do sistema de drenagem e também à espessura dos blocos.

Após as visitas foi determinada a área para este estudo que compreende desde a entrada principal do hospital universitário, a partir da Rua Professora Maria Flora Pausewang, até a entrada do ambulatório, onde se encontra uma rótula, sendo também considerado o comprimento que dá acesso às emergências e à entrada principal de pedestres do hospital, localizada após as cancelas. O comprimento de pavimento a ser estudado totaliza 352,24 m lineares.

A definição da área levou em consideração as regiões em que apresentavam as maiores degradações aparentes no pavimento com desnivelamentos, quebras, deslocamento dos blocos de concreto, e formação de poças durante períodos de chuva. Foram também consideradas na delimitação as áreas com maior fluxo de veículos de passeio, caminhões de entrega de insumos, ambulâncias e pedestres.

A figura 25 apresenta a representação gráfica desta área.

Figura 25: Delimitação da área de estudo



Dentro da área delimitada para o estudo, verificou-se maiores degradações do pavimento nas áreas:

- Do acesso frontal - Área 1
- Da região de bifurcação para acesso ao ambulatório ou emergência - Área 2
- Da Região da rótula do ambulatório - Área 3
- Da região lateral ao Heliponto - Área 4
- Da Região em frente ao prédio principal - Área 5
- Da Região próxima ao ponto de estacionamento de caminhões - Área 6

Essas áreas foram demarcadas em vermelho na figura 26.

Figura 26: Áreas mais prejudicadas



### 3.2 Definição de metodologia do dimensionamento pavimento intertravado

Para o desenvolvimento do trabalho de reestruturação do pavimento de blocos de concreto intertravados buscou-se primeiro o manual de pavimentação do DNIT/IPR-719 (2006).

No entanto entende-se que a pavimentação de blocos de concreto intertravados é muito utilizado áreas de passeios e vias com baixo volume de tráfego e, portanto, antes de decidir por utilizar uma metodologia de dimensionamento de pavimentos flexíveis, procurou-se por materiais que apresentavam metodologias específicas para o dimensionamento deste tipo de pavimento.

No início das pesquisas por metodologias específicas, encontrou-se o método de dimensionamento de blocos intertravados de concreto apresentado pela prefeitura da cidade de São Paulo de 2004. Após a leitura do principal documento, o IP - 06/2004 (Cidade de São Paulo, 2011), verificou-se que parte da metodologia apresentada era uma adaptação do método de dimensionamento existente no estudo técnico 27 da ABCP de 1998.

Buscou-se então pelo documento da ABCP para verificar a sua metodologia por inteiro. Durante a leitura, percebeu-se que as informações presentes nos documentos da prefeitura de São paulo estavam, na realidade, muito resumidas. Além disso, durante a procura pelo estudo técnico 27 (ABCP, 1998), encontrou-se um terceiro documento, o boletim técnico 135 (ABCP, 1999) que também apresenta uma metodologia de dimensionamento.

Dessa forma, foram encontrados ao todo 3 documentos que apresentavam metodologias de dimensionamento para pavimentos intertravados, um da Prefeitura de São paulo, o IP-06/2004, e outros dois da ABCP: O estudo técnico 27 (ABCP, 1998) e o boletim técnico 135 (ABCP, 1999).

Dos 3 documentos existentes, escolheu-se como padrão para seguir as instruções de dimensionamento o estudo técnico 27. Pois ele apresenta de uma forma linear e continua todos os passos a serem seguidos.

Apesar de escolher o estudo técnico 27, não foi considerado adequado a determinação de uma camada de base apenas em função da demanda de tráfego a qual o pavimento estará sujeito, uma vez que veículos com eixos muito mais pesados que o eixo padrão de 8,2 tf podem trafegar nas vias e sobrecarregar sua estrutura. Ou seja, ao aceitar utilizar o dimensionamento de uma camada de base apenas em função da demanda de tráfego abriria espaço para um possível subdimensionamento do pavimento. A chance de um erro ainda pode ser considerada maior, uma vez que a velocidade de tráfego dos veículos é reduzida. Além de todas essas

considerações, pretende-se também utilizar uma base granular, portanto, para a encontrar a espessura da camada de base usou-se como referência a tabela de espessura bases granulares da (ABCP, 1999).

Portanto, foi determinado seguir a metodologia de dimensionamento do presente no estudo técnico 27 (ABCP/1998). Apesar disso, ao invés de se usar o terceiro gráfico deste documento para se encontrar a espessura da camada de base, definiu-se pelo uso da tabela de espessuras de camadas de base sedimentares do boletim técnico 135 (ABCP/1999)

Quanto à camada de assentamento, decidiu-se por seguir também a recomendação do (ABCP, 1999), com o uso de areia grossa para a camada e espessura de 4 cm.

Por fim, foi definido a utilização de blocos com espessura de 8 cm. Tanto o (ABCP, 1998) quanto o (ABCP, 1999) afirmam que blocos de espessura de 6 cm devem ser usados quando há apenas passagens de pedestres, e 8 cm para quando há passagem de veículos. Blocos de 10 cm devem ser utilizados apenas em pavimentos especiais, como por exemplo em áreas de portos ou indústrias.

### **3.3 Estudo de tráfego local**

A partir dessas informações buscou-se nos materiais da ABCP por instruções a respeito do estudo de tráfego e os fatores de eixo utilizados na metodologia desenvolvida no (ABCP, 1998) e no (ABCP, 1999) para o dimensionamento de pavimentos intertravados. No entanto, notou-se que os materiais, apesar de apresentam os fatores de eixos a serem utilizados, não chegam a apresentar informações suficientes para esclarecer o processo de cálculo do próprio número “N” necessário para o dimensionamento. Portanto foram utilizadas apenas as informações presentes no manual de pavimentação do DNIT/IPR-719, com o auxílio do manual de tráfego do DNIT/IPR-723 para o estudo do tráfego.

Nessa seção serão apresentadas as considerações e decisões tomadas para encontrar número “N” referente ao acumulado de passagens do eixo padrão de 8,2 tf ao longo da vida útil de projeto de 20 anos.

### 3.3.1 Considerações gerais a respeito do tráfego da área de estudo

Para alinhar o estudo de tráfego às limitações da área de acesso principal do hospital foram feitas as seguintes considerações:

- 1) Por ser uma via local e restringida a área do hospital, a escolha do sentido de contagem não é significativa, pois todos os veículos que entram devem retornar pela mesma via, no sentido oposto. Portanto foi escolhida a da direita, a qual está mais próxima à câmera de vigilância e há maior facilidade de se verificar os tipos de veículos e seus eixos.
- 2) Não foi realizada pesagem dos veículos, portanto foram utilizados como referência para os pesos dos eixos os valores presentes no manual de tráfego (DNIT/IPR-723, 2006).
- 3) Para a identificação dos tipos de veículos, primeiro foi feita uma pesquisa sobre os padrões de veículos que acessavam ao local regularmente. A partir dessa pesquisa foi possível constatar que havia um padrão regular de entregas semanais e mensais feitas por caminhões comerciais de pequeno e médio porte para atender a cozinha e insumos dos procedimentos médicos.

Para definir melhor quais eram os caminhões de pequeno e médio porte, foi solicitado o acesso a 7 dias de filmagens corridas de uma câmera de vigilância posicionada na entrada da emergência do hospital, controlada pela Secretaria de Segurança Institucional da UFSC.

- 4) Foi relatado também que algumas das entregas de insumos alimentícios eventualmente eram feitas por caminhonetes e vans. Isso poderia influenciar um pouco na contagem de caminhões ao longo dos 20 anos. No entanto, ao entrar em contato com as empresas fornecedoras, foi informado que essas entregas com veículos menores não substituíam o fornecimento padrão com caminhões.

Com base nas informações recebidas de entregas de insumos por fornecedores e das imagens da câmera de vigilância, foi verificado a passagem dos veículos:

- Caminhões com eixo dianteiro simples e traseiro com rodagem dupla. Definidos segundo (DNIT/IPR-723, 2006) como veículos do tipo “2C”. No estudo geométrico esse tipo de veículo é identificado como “CO”

- Caminhões com eixo dianteiro simples e traseiro em tandem duplo. Definidos segundo (DNIT/IPR-723, 2006) como veículos do tipo “3C”. No estudo geométrico esse tipo de veículo é identificado como “O”

Foi também verificado maior fluxo de carros e motos para além da cancela de acesso a entrada principal, área destinada ao estacionamento de profissionais da saúde e funcionários do hospital. Entretanto, esses veículos, por não causarem impacto significativo ao pavimento durante a sua vida útil, foram desconsiderados de todo volume de tráfego calculado.

### **3.3.2 Período de vida útil de Projeto (P)**

A pedido do hospital universitário, foi orientado que a vida útil do pavimento a ser redimensionado deveria atender a maior vida útil para o tráfego possível além do padrão. Verificou-se que na prática seria possível estender o a vida útil do pavimento de 10 anos para 20. Será necessário então considerar a contagem de veículos nos anos adicionais e se tomar os cuidados necessários quanto as espessuras das camadas e dos blocos de concretos.

Levando em consideração as mudanças, a contagem dos veículos com início no ano de 2020 foi prolongada para até o ano de 2040.

### **3.3.3 Taxa de crescimento média anual (t)**

De acordo com (DNIT/IPR-719, 2006) na equação de cálculo do volume de veículos “ $V_t$ ” é estipulada a variável “ $t$ ” referente a taxa de crescimento médio anual do tráfego ao longo dos “ $P$ ” anos do estudo. É considerado ainda um valor fixo para essa taxa, de forma a criar ao longo dos anos uma progressão aritmética crescente para os valores de demanda de tráfego anuais.

Na prática sabe-se que o crescimento do tráfego não é realmente fixo ao longo dos anos. O crescimento econômico das regiões traz como consequência o aumento das demandas de tráfego regional. Seguindo essa lógica quando ocorrem reduções econômicas há também uma redução na demanda de tráfego anual.

Seguindo a lógica de se utilizar como referência a taxa de crescimento média anual do País, procurou-se por estudos que apresentassem expectativas de crescimento anual do Brasil

para o próximos anos para se verificar se o padrão de 3% permanece próximo a realidade em 2020.

Encontrou-se 2 documentos apresentados pelo do Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA) a respeito do assunto, um pré-pandemia de coronavírus, e outro após:

O primeiro documento, utilizado como referência foi a Carta Conjuntura número 41, do ano de 2018. Nela é apresentado pelo instituto um estudo com 3 possíveis cenários econômicos para o Brasil para os anos de 2020 à 2031.

O segundo documento utilizado como referência foi a carta de conjuntura número 48, de julho de 2020. Este apresenta quais foram os impactos econômicos que já foram observados por conta do surgimento do coronavírus e também traz expectativas para o crescimento econômico para até 2024, apresentando os resultados de previsão pré e pós-pandêmicos. O gráfico 13 retirado do (BASTOS, 2020) apresentam os resultados.

Como foram verificadas taxas diferentes de 3% para o crescimento anual para os próximos anos, foram utilizados os resultados de taxas e tendências apresentadas por (CAVALCANTI et. al., 2018) e (BASTOS, 2020).

Após comparar análise dos resultados apresentados em ambos documentos do instituto, foi escolhido como mais adequado para taxa de crescimento do tráfego a taxa média de 2.2% ao ano, como comparável com o cenário de referência de (CAVALCANTI et. al., 2018).

#### **3.3.4 Volume médio diário do ano de abertura (V1)**

Com base na contagem dos tipos veículos ao longo de 7 dias, foi executada uma expansão para se encontrar o volume médio de tráfego do primeiro ano “V1” considerando a existência de 52 semanas em um ano normal de 365 dias.

A tabela 2 apresenta as informações de entregas de insumos oferecidas pela administração do hospital. Nela já estão definidos as classes dos veículos e suas quantidades ao longo do primeiro ano.

A partir da soma dos resultados de volumes anuais apresentados na tabela 2 se torna possível calcular o valor de “V1”.

Tabela 2: Padrão de entregas de fornecedores

Insumos	Quant. fornecedores	Freq. semanal (Dias)	Classe	Vol. anual
Verduras	3	2	2C	312
Carnes	4	2	3C	416
Pães e leite	2	14	2C	1456
Semi-percíveis e dietas	22	0,5	3C	572
Materiais descartáveis	18	0,5	3C	468

### 3.3.5 Fatores de eixos (FE)

De acordo com a classificação de veículos do manual de tráfego (DNIT/IPR-723, 2006), verifica-se que os veículos do tipo “2C” são compostos por dois eixos simples, um com rodagem simples de peso 6 tf e outro com rodagem dupla de 10 tf.

Já os veículos do tipo “3C” são compostos por um eixo simples de rodagem simples também de 6tf e um conjunto de eixos em tandem duplo com peso de 17 tf.

Com base nos gráficos presentes no manual de pavimentação do (DNIT/IPR-719, 2006), apresentados na figura 14, encontrou-se os valores de 0,3 para os fatores de eixo para os eixos simples de rodagem simples, 3 para eixo simples rodagem dupla e de 9 para os eixos em tandem duplo.

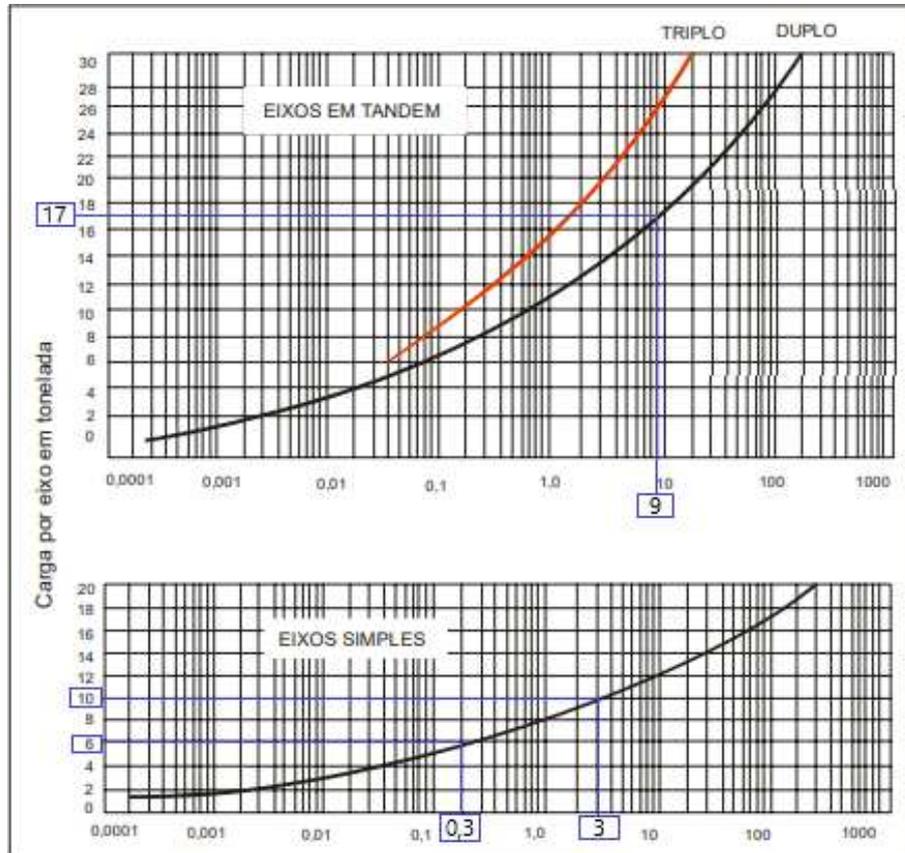
Os gráficos traçados estão apresentados na figura 27.

### 3.3.6 Fatores de carga (FC)

Os fatores de carga foram determinados partir da tabela 2 e das filmagens da câmera de vigilância da UFSC.

verificou-se que o volume total médio de veículos que trafegaram na área de estudo foi de 3224 no primeiro ano (2020). Desse tráfego, 54,8% é composto por veículos do tipo “2C” e 45,2% pelo tipo “3C”. Sendo assim, os fatores de carga a serem utilizados para o

Figura 27: Fatores de eixo determinados (DNIT/IPR-719)



reconhecimento dos fatores de veículos “FV” são: 0,548 para a frota de classe “2C” e 0,452 para a de “3C”.

### 3.3.7 Fator de Veículo (FV)

Para realizar o cálculo do fator de veículo a ser utilizado na equação de “N” de maneira mais clara e compreensível, foi primeiro feito o cálculo dos valores dos fatores de veículos separadamente para cada uma das classes existentes no tráfego, assim como apresentado por (SOARES et. al., 2015). Sendo assim, serão calculados dois fatores de veículos, um para a classe “2C” e outro para classe “3C”.

A soma desses dois fatores de veículos resulta no fator de veículo final que deve ser multiplicado ao volume de tráfego total “Vt” para apresentar o valor das “N” solicitações.

Foi definida a execução dos cálculos dessa forma para evitar quaisquer inconsistência ou duplicidade de contagem de eixos nos valores usados em cálculo.

O (ABCP, 1998), ao invés de utilizar o fatores de veículo, de carga e de eixo, como o DNIT, utiliza apenas um fator, chamado de fator de equivalência. Análogo ao fator de eixo do DNIT "FE".

Esse fator de equivalência do estudo técnico 27 (ABCP, 1998), assim como o fator de eixo, é encontrado também a partir de um gráfico em que os seu valor é determinado em função do peso dos eixo escolhido. Observou-se, no entanto, que este fator apresenta valores muito inferiores aos encontrados nos fatores de eixos do tipo tandem do DNIT. Para um eixo em tandem duplo, por exemplo, o fator de eixo verificado é de 9, enquanto o fator de equivalência é de 1,3, quase 9 vezes menor.

Por conta disso e da desconsideração dos fatores de carga, foi determinado a não utilização do fator de equivalência presente na metodologia do (ABCP, 1998).

### **3.4 Estudo da geometria**

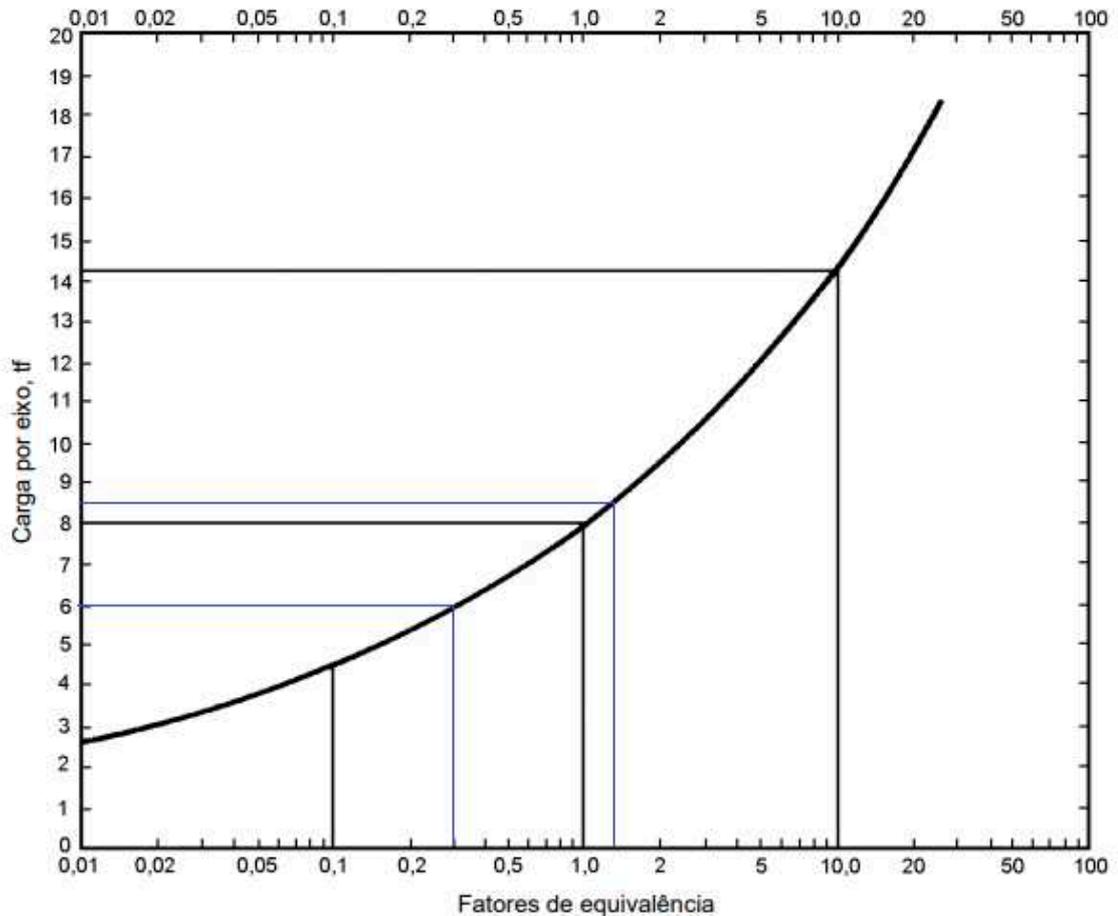
Para o estudo geométrico da via e dos requisitos mínimos necessários também foram utilizados os materiais da (ABCP, 1999) e (ABCP, 1998). Porém algumas informações necessárias para o estudo geométrico não estavam presentes nestes documentos, portanto foi utilizado como auxílio as instruções presentes no manual de projeto geométrico de travessias urbanas do (ABCP, 1998).

Em específico para a retirada das informações do (DNIT, 2010) houve a necessidade de se classificar a via de acordo com a classificação funcional das vias urbanas existente no próprio manual.

Com base nas classes existentes, a via de estudo em questão foi considerada do tipo via local, definida pelo (DNIT, 2010) como: "Classe funcional das vias urbanas, constituída pelas ruas de acesso às propriedades públicas e privadas". A partir dessa definição, todos os requisitos do projeto geométrico seguintes podem ser definidos.

A figura 29, retirada do manual (DNIT, 2010) apresenta o quadro geral das características geométricas para vias locais, com as dimensões desejáveis e mínimas, chamadas de absolutas.

Figura 28: Fatores de equivalência - ábaco ET-27



Após delimitar a área de estudo e reconhecer a demanda de tráfego foi possível verificar se a geometria existente na via está de acordo com os requisitos mínimos e máximos apresentados nos materiais de referência da (ABCP, 1999), (ABCP, 1998) e (DNIT, 2010).

### 3.4.1 Geometria existente

Para análise das dimensões existentes foi utilizado o projeto arquitetônico disponibilizado pelo hospital e para a auxilio a validação dos dados foi utilizado o Google Earth PRO. Para melhor apresentação das dimensões existentes a área de estudo foi dividida em 3 partes:

Trecho 1: A primeira parte refere-se a entrada principal à área do hospital e segue até a interseção que dá acesso aos prédios, com extensão de 52,30 m. Neste trecho há separação

Figura 29: Características geométricas mínimas para vias locais (DNIT/IPR-740)

Características	Desejável	Absoluto
Velocidade diretriz mínima	40 km/h	30 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada	50 m	35 m
Raio mínimo de curva horizontal		
• e = 2%	<u>50 m</u>	<u>25 m</u>
• e = 0%	<u>55 m</u>	<u>30 m</u>
Taxa máxima de superelevação	2%	2%
Rampa máxima	6%	15%
Rampa mínima	0,5%	0,2%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas	4	2
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas	9	6
Largura da faixa de rolamento	3,30 m	3,00 m
Declividade transversal da pista	2%	3%
Gabarito mínimo vertical	4,50 m	4,50 m
Largura da faixa de estacionamento	2,50 m	2,20 m

das faixas de sentido único por canteiro central, ambas com largura de 6 metros. A declividade longitudinal verificada foi de 2,90% e a transversal não foi encontrada. Esta primeira parte está representada na figura 30 pelo trecho existente entre os pontos “A” e “C”:

Trecho 2: A segunda parte tem início na interseção e segue por todo o comprimento até a rótula de acesso ao ambulatório, com extensão de 129,08 metros. Neste segundo trecho não há separação das faixas por canteiro central e ambas continuam com largura de 3 metros. Já para declividade longitudinal o trecho contém uma particularidade: Da interseção até a entrada da rótula após a porta do ambulatório há um declive de 2,98%, a partir desse ponto até o fim da rótula de retorno há um aclive de 2,00%. Assim como no trecho 1, não foi possível verificar a declividade transversal da via. A região com declive está apresentada na figura 31 pelo trecho de “B” até “D”, e para o aclive de “D” até “E”:

Trecho 3: Por fim, a terceira parte tem início também na interseção e segue por todo o comprimento que dá acesso às emergências e à entrada principal ao interior do hospital,

Figura 30: Representação trecho 1



Figura 31: Representação trecho 2



com extensão de 170,64 metros. Neste último trecho há um grande aumento da largura total da pista de rolamento, passando a ter próximo de 12 metros em quase toda sua extensão, isso ocorre por conta da existência de áreas de estacionamento a partir do limite esquerdo da pista e por conta da área de entrega de insumos ao final do segmento. Esse acréscimo garante para cada faixa uma largura de aproximadamente 4 metros. Quanto a declividade longitudinal, foi verificado um declive de 1,65% partindo do início no ponto “C” até seu fim no ponto “G”. De “G” até “F” o trecho segue plano. Para o trecho 3 foi possível verificar a

declividade transversal de 2,10% para todo o trecho iniciada no limite esquerdo da via e com seu fim na outra extremidade.

Figura 32: Representação trecho 3



### 3.4.2 Requisitos geométricos

A partir daqui serão apresentados os requisitos geométricos necessários segundo manual de projeto geométrico de travessias urbanas (DNIT, 2010).

#### 3.4.2.1 Veículo de Projeto

Um dos requisitos necessários para o conhecimento dos padrões mínimos geométricos de uma via é o reconhecimento dos veículos que trafegam por ela. Isso ocorre porque cada veículo contém suas dimensões e a via deve atender larguras e espaçamento suficiente para que todos consigam trafegar com segurança.

Os materiais da ABCP não apresentam informações suficientes sobre a escolha de veículo-tipo para definição de outras diretrizes do projeto geométrico da via local de estudo. Portanto foi utilizado como base as informações presentes apenas no manual de projeto geométrico (DNIT, 2010) para verificação do veículo de projeto.

Por conta do estudo de tráfego realizado, verificou-se que a demanda de veículos mais representativa no estudo são dos tipos "CO" e "O".

Os veículos do tipo “CO”, definidos como comerciais rígidos não articulados, com menores dimensões, os mais comuns são os ônibus e caminhões convencionais de dois eixos. No estudo de tráfego os veículo desse tipo foram enquadrados no tipo “C2” e representam 55% da demanda local de veículos representativos.

Os veículos do tipo “O” também são definidos como comerciais rígidos não articulados, porém com maiores dimensões, como ônibus longos e caminhões de três eixos. No estudo de tráfego os veículo desse tipo foram enquadrados no tipo “3C” e representam 45% da demanda local de veículos representativos.

Portanto definiu-se como veículo de projeto os veículos do tipo “CO”, com as características geométricas apresentadas como de acordo com (DNIT, 2010):

Largura total: 2,6 m

Comprimento total: 9,1 m

Raio mínimo da roda dianteira externa: 12,8 m

Raio de giro do eixo dianteiro: 11,8 m (RED)

Raio mínimo da roda interna traseira: 8,7 m

A escolha do veículo de projeto como “CO” não impossibilita veículos maiores, como os do tipo “O” de trafegarem pela via. Na realidade, os veículos do tipo “O”, apesar de ter um comprimento total maior de 12,2 m, contêm raios de giro iguais ao do grupo “CO”, portanto podem trafegar na via, mesmo que com velocidade reduzida.

#### **3.4.2.2 Velocidade Diretriz**

Como o veículo de projeto, a velocidade diretriz é um pré-requisito importante a ser verificado para a análise da geometria da via. A partir da sua definição e do veículo de projeto, dimensões como raio de curvatura mínimos, largura de pista e outros geométricos da via podem ser definidos.

Assim como também ocorreu para definição os veículos de projeto, os materiais da ABCP não apresentam informações suficientes para definição da também velocidade diretriz a ser

usada no projeto, portanto foram consideradas apenas instruções apresentadas conforme o (DNIT, 2010).

A velocidade desejável definida pelo (DNIT, 2010) de 40 km/h para vias locais levaria a uma necessidade de raio de curva horizontal mínimo de 50 m, como de acordo com a figura 29. No entanto, esse raio não pode ser atendida por conta das limitações e edificações locais. Portanto, será definido como velocidade diretriz de 30 km/h para o projeto geométrico.

Apesar da escolha, considerou-se adequada a escolha da velocidade absoluta, uma vez que a área de estudo contém grande fluxo de pedestres e essa velocidade contribuí para maior segurança no local.

#### **3.4.2.3 Largura mínima das faixas**

Considerando a situação do hospital em que há travessia de pedestres e, portanto há uma necessidade de redução da velocidade dos veículos, foi verificado que o desejável seria uma largura de 3,30 m, podendo ser reduzida ao mínimo de até 3 metros. Verifica-se que essa consideração está de acordo com as recomendações do (DNIT, 2010) para vias locais urbanas, como de acordo com a figura 29.

Verificou-se em projeto arquitetônico que os trechos 1 e 2 contêm larguras de faixas de 3 m. Já o trecho 3 possui pelo menos 4 m, considerando que parte da sua largura total é utilizada como estacionamento. Portanto, todas vias atendem a pelo menos o requisito mínimo absoluto definido conforme (DNIT, 2010).

#### **3.4.2.4 Raio mínimo de giro**

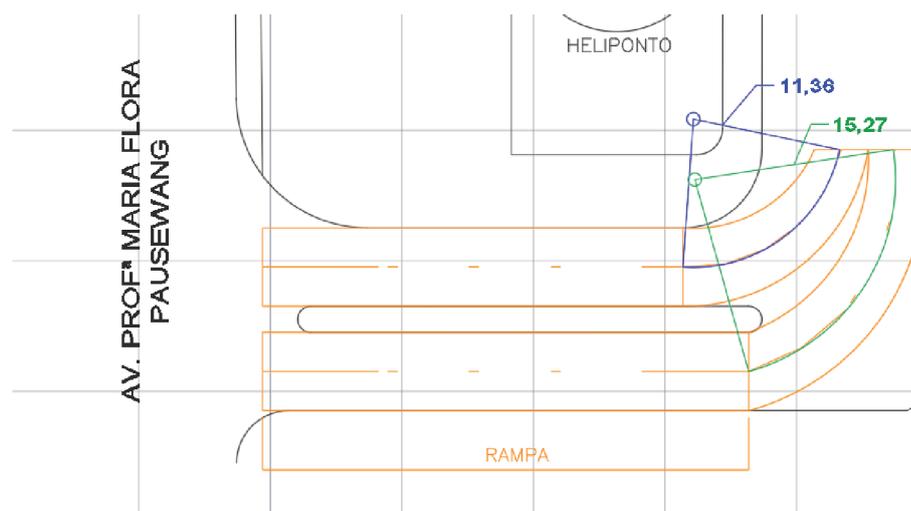
Além de garantir uma largura mínima para que os veículos possam se locomover, é necessário também garantir que a via tenha ao menos um o raio mínimo para que o veículo de projeto possa trafegar em suas curvas, este raio é chamado de raio mínimo de giro.

Segundo as informações presentes na figura ??, para os tipos de veículos de projeto do tipo "CO" e "O", por exemplo, o raio de giro mínimo das curvas deve ser de ao menos 12,8 m para possibilitar a passagem dos veículos, mas isso não garante segurança e conforto ao motorista, por conta disso também é necessário verificar o raio mínimo de curvas horizontais.

Ao analisar o trecho 1 verificou-se que este contém ao longo do seu comprimento uma rampa vertical e uma interseção composta por 1 curva horizontal simples em duas faixas de sentido oposto. Já o trecho 2 contém na mesma interseção uma curva horizontal e, em frente ao ambulatório, uma rótula que foi considerada como curva horizontal simples. Por fim, o trecho 3 não possui curvas. Abaixo são apresentadas cada uma das curvas com seus respectivos raios.

A rampa do trecho 1 possui 36,90 metros de comprimento com declividade de 2,90%. Ao fim desta rampa há também o fim do canteiro central e o início da curva horizontal simples na interseção. Por conta do aumento da largura da pista no trecho 3 a curva horizontal tem variação do raio de curva nas suas faixas, uma com 11,36 m e outra com 15,27 m

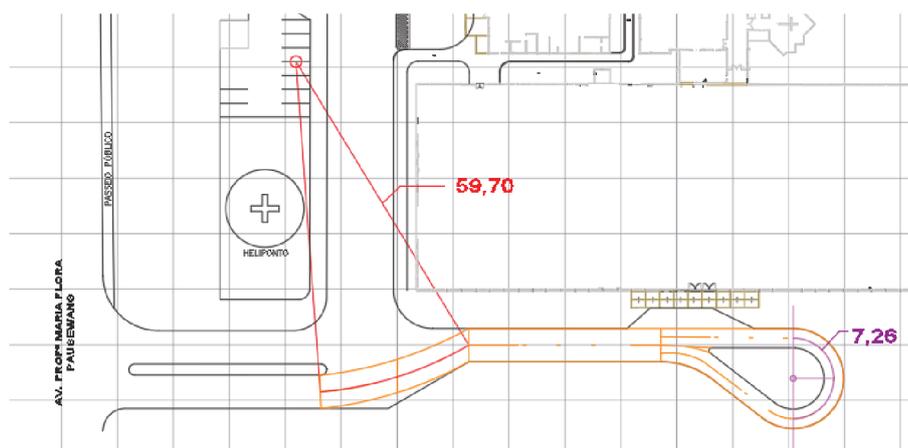
Figura 33: Rampa e curva horizontal do trecho 1



voltando a figura 8 o raio mínimo de giro para veículos do tipo “CO” e “O” é de 12,8 m. Isso gera a impressão de que o raio de curva encontrando de 11,36 m não tem comprimento suficiente para atender o critério necessário. Mas a realidade é que a curva atende sim ao requisito pois o raio de 11,36 foi calculado com base no eixo central da faixa de rolamento de largura inicial de 6 m e final de 4 m, portanto há folga necessária para atender o raio de giro mínimo de 12,8 m.

Após a análise do trecho 1, seguiu-se para a verificação dos mesmos parâmetros para as curvas do trecho 2. As quais foram também consideradas curvas horizontais simples. A primeira está localizada na interseção e tem raio de curva de 59,70 m e a segunda está no fim do trecho que gera a própria rótula do ambulatório com raio de 7,26 m.

Figura 34: Curvas horizontais do trecho 2



Voltando às configurações geométricas necessárias para o veículo de projeto do tipo “CO” do DNIT de acordo com a figura 29, verifica-se que a primeira curva oferece um raio quase 5 vezes maior que o necessário. Já a rótula não. Mas isso não significa que a segunda curva está subdimensionada, porque em específico para ela, não há tráfego de veículos comerciais, apenas de passeio, portanto o raio de giro necessário para a rótula deve ser considerado de 7,3 m. Sendo assim, o raio de giro mínimo necessário para ambas as curvas do trecho 2 é atendido.

Apesar das curvas horizontais atenderem o raio de giro mínimo, ainda há a necessidade de verificar se o raio de curva horizontal mínimo que garante segurança e conforto aos veículos nas curvas é atendido.

#### **3.4.2.5 Raio de curva horizontal**

Considerando os valores definidos pelo (DNIT, 2010) como de acordo com a figura 29, para uma superelevação de 2%, um atrito transversal de 0,2, e uma velocidade diretriz de 30km/h, o raio de curva horizontal mínimo absoluto para vias urbanas é de 25 metros. Caso a velocidade seja alterada para 40 km/h, velocidade desejável para vias locais, o raio de curvatura dobra, chegando a 50 m, o que seria impraticável atender.

Sendo assim, os raios de curva horizontais devem ser de no mínimo 25 m para atender os requisitos geométricos segundo o (DNIT, 2010). Porém Neste ponto há a falha de ambos os lados da pista do trecho 1, pois nenhum dos dois contêm raio mínimo necessário para atender a demanda.

Foi verificada a possibilidade de alterar os raios das curvas porém não há espaçamento necessário por conta das edificações locais. Apesar de não atender o raio de cura horizontal mínimo isso não significa que o veículo de projeto ou até veículos maiores são impossibilitados de trafegar pela via. Na realidade eles podem porque é atendido o raio de giro necessário para a passagem deles, mas não é garantida a segurança e conforto aos motoristas.

Quanto ao trecho 2, notou-se que a primeira curva oferece mais que o dobro do necessário, já a curva da rótula não. Portanto foi verificado ainda a possibilidade de aumentar o raio das curvas da rótula, No entanto, apesar da rótula estar em um local em que pode-se aumentar o raio de giro, também seria impraticável atender a demanda de um raio de curva de 25 m por conta da proximidade com as edificações.

Portanto, assim como nas curvas do trecho 1, a geometria das curvas existentes no trecho 2 atendem o raio de giro e possibilita o tráfego dos veículos, porém falham em oferecer segurança e conforto aos motoristas por não atingirem o raio de curva horizontal necessário para a velocidade de projeto.

Por fim, levando em consideração todas as análises feitas quanto às curvas horizontais decidiu-se que a geometria de todas as curvas serão mantidas como estão.

#### **3.4.2.6 Confinamento externo**

Todos os trechos da área de estudo possuem meios-fios que auxiliam no confinamento externo da via, no entanto não há a garantia de que os mesmos têm as alturas necessárias de 45 centímetros e que há a penetração de 15 cm dessa altura na camada de base. Portanto, durante a reestruturação das camadas do pavimento será necessário verificar as dimensões e profundidades atingidas dos meios-fios. Caso não atendam aos requisitos, deverão ser refeitos.

Quanto ao confinamento externo por sarjetas, ele não ocorre no local. Pois ao longo de todos os 3 trechos da área de estudo não foram encontradas sarjetas instaladas. Mas caso haja a necessidade de se instalar as sarjetas, elas serão feitas com o próprio declive das peças de concreto intertravados para garantir um pavimento mais homogêneo e econômico.

Quanto a necessidade de se instalar confinamento externo transversal quando em contato com outros tipos de pavimento, isso pode ser necessário apenas no acesso da rua Professora Maria Flora Pausewang, em que há um pavimento flexível com camada asfáltica. Caso durante a reestruturação das camadas de pavimento de blocos intertravados seja verificado que o pavimento flexível se encontra danificado, será considerada a instalação do confinamento transversal. Caso ao contrario os pavimentos terão contato direto.

Por fim, o passeio permanecerá com a sua estrutura existente.

Figura 35: Região de contato entre pavimentos diferentes



#### 3.4.2.7 Confinamento interno

Os dispositivos de drenagem do local têm as camadas laterais de confinamento interno assim como o necessário estipulado pelo (ABCP, 1999), entretanto não atendem o requisito de conter drenos de 12 mm espaçados como especificado no mesmo documento. Quanto a essa questão, foi definido que, se for possível a instalação dos drenos durante a reestruturação do pavimento, eles devem ser feitos.

Já os canteiros centrais, viu-se que todos estão contornados por meios-fios, portanto basta que sejam verificadas suas profundidades, assim como definido para os meios fios do confinamento externo: Os meios-fios deve ter altura de 45 cm em que 15 devem permanecer penetrados na camada de base do pavimento. A imagem 36 apresenta o canteiro central da rótula do ambulatório.

Figura 36: Detalhe do confinamento dos canteiros centrais



#### 3.4.2.8 Declividade longitudinal

De acordo com (ABCP, 1999) é definido a necessidade ou não da existência de sarjetas em função da declividade presente na via. Apesar disso, este material não chega a definir um padrão mínimo dessa declividade para a via de tráfego de veículos. Portanto foram seguidas apenas as orientações presentes segundo o (DNIT, 2010).

No início dos requisitos geométricos da metodologia foram apresentadas as declividades longitudinais existentes em cada um dos 3 trechos. as figuras 37,38 e 39 apresentam o perfil de declividade de cada um dos trechos.

1) 2,90% para o trecho 1, sendo um declive partindo do ponto “A” até seu fim no ponto “C”. A figura 37 apresenta perfil de declividade do trecho 1 definido pelo software Google Earth PRO.

Figura 37: Perfil de declividade do trecho 1



2) 2,98% para a parte linear do trecho 2, do ponto “B” ao “D” há um declive. A partir do ponto “D” até o ponto “E” há um aclive de 2%. A figura 38 apresenta perfil de declividade do trecho 2 definido pelo software Google Earth PRO.

Figura 38: Perfil de declividade trecho 2



3) 1,65% para quase todo o trecho 3, sendo um declive partindo do ponto “C” até o seu fim no ponto “G”, de “G” até “F” o trecho segue plano. A figura 39 apresenta perfil de declividade do trecho 3 definido pelo software Google Earth PRO.

Figura 39: Perfil de declividade do trecho 3



Após a análise de cada uma das declividades longitudinais existentes foi verificado que os trechos 1 e 2, possuem declividades superiores a 2,5%. Segundo (ABCP, 1999), isso permite dispensar as instalações de sarjetas nesses trechos, porém, deve-se garantir uma declividade transversal de no mínimo 3%. No entanto, aceitar essa condição levaria a via a ter variação de inclinações transversais em trechos retilíneos e em curvas, o que complicaria a reconstrução do pavimento e abriria espaço para erros de construção.

Portanto decidiu-se manter as declividades longitudinais e construir sarjetas em ambos os lados com os próprios blocos, assim seria mantida a geometria transversal ao longo de todo trajeto e também seria garantido uma continuidade para escoamento superficial, obedecendo ainda as regras estabelecidas segundo o (DNIT, 2010).

Nota-se ainda que no trecho 3, a uma distância de 115 m do ponto “C” este trecho passa a ser plano e isso é um problema, uma vez que a falta de declividade longitudinal de pelo menos 0,2% pode comprometer o bom funcionamento do sistema de drenagem.

Foi verificada a possibilidade de implantação de uma declividade mínima de 0,2% nos 56 m do ponto “G” ao “F”, isso levaria a um rebaixamento de 11,20 cm ao final do trecho no ponto “F”.

Figura 40: Alteração de declividade do trecho 3



### 3.4.2.9 Declividade transversal

Além da declividade longitudinal, é necessário se atender os requisitos transversais de uma via. Apesar disso, as declividades transversais não foram identificadas nas visitas ao local e também não foi possível identifica-las por georreferenciamento como ocorreu com as declividades longitudinais com o auxílio do software Google Earth PRO. Contudo, a falta das informações das declividades transversais existentes no local não prejudicou o replanejamento e a reconstrução do pavimento, uma vez que pretende-se escavar e retirar o existente. Sendo assim haverá possibilidade de rearranjar as declividades transversais de todos os trechos

A fim de garantir homogeneidade para todo o percurso da via, seja ela em trecho retilíneo ou em curva, definiu-se pela fixação de todas as declividades longitudinais em 2%.

Apesar dessa escolha ir contra a instrução de aplicação de no mínimo 3% quando as declividades longitudinais são maiores que 2,5%, ela garante uma maior facilidade para o entendimento do projeto e das inclinações necessárias, evitando ao máximo que ocorram erros na reestruturação do pavimento.

### **3.5 Estudo e geotécnico**

Antes de se planejar qualquer estudo geotécnico, procurou-se por projetos ou laudos antigos de ensaios feitos para área do pavimento do HU. Mas os únicos documentos existentes com informações geotécnicas do terreno do hospital universitário eram laudos de sondagem SPT, realizadas em 1965 durante a construção do complexo do hospital.

As sondagens SPT são muito utilizadas na engenharia civil para o estudo geotécnico e geológico do solo, para se reconhecer qual o tipo de fundação mais adequado para as edificações que se planeja construir e reconhecimento do nível do lençol freático.

Apesar de muito boas para o dimensionamento de fundações, os resultados numéricos de resistência do solo para a pavimentação não são úteis, pois a principal área utilizada pela estrutura do pavimento é descartada na primeira etapa da sondagem. Mesmo assim, tentou-se utilizar os relatórios das sondagens para se verificar o nível do lençol freático no local. Mas infelizmente os relatórios não apresentavam essa informação, então os relatórios das sondagens SPT foram utilizados apenas como fonte para um primeiro reconhecimento do tipo de solo existente no local. Seus resultados serão apresentados mais à frente.

Por fim, quanto aos estudos de áreas de jazidas: Como este estudo está sendo feito dentro da área urbana de Florianópolis, em um espaço pequeno e limitado ao Hospital Universitário, descartou-se os estudos de procura por jazidas próximas para se utilizar materiais em camadas da pavimentação. Caso houver a necessidade substituição de solo, os materiais serão adquiridos pelo hospital.

#### **3.5.1 Índice de suporte califórnia - (ISC)**

Como as sondagens SPT não foram úteis, buscou-se pelas instruções presentes nos materiais da ABCP. Mas, assim como ocorreu no estudo de tráfego, tanto o (ABCP, 1998), quanto (ABCP, 1999) apresentam qual a diretriz de referência a ser utilizada e seus limites para o reconhecimento da capacidade de suporte de carga do subleito, no entanto, nenhum dos dois chegam a apresentar aprofundamentos quanto a obtenção de valores ou a própria definição

dessa diretriz de referência, que no caso dos estudos geotécnicos para pavimentação, é o Índice de Suporte Califórnia (ISC), também conhecido pela sigla CBR.

Então, para o aprofundamento das instruções a respeito do índice de suporte califórnia e outros conceitos relacionados ao estudo geotécnico, usou-se como base as informações presentes no manual de pavimentação (DNIT/IPR-719, 2006).

### **3.5.1.1 Determinação dos pontos de sondagem CBR**

Para determinar quantas sondagens deveriam ser feitas no local, usou-se novamente as delimitações dos 3 trechos definidos no estudo geométrico:

- Trecho 1: referente a entrada principal à área do hospital e segue até a interseção que dá acesso aos prédios, com extensão de 52,30 m. Seus limites são delimitados pelos pontos “A” e “C”.
- Trecho 2: Parte iniciada na interseção que segue por todo o comprimento até chegar à rótula de acesso ao ambulatório, com extensão de 129,07 m. Seus limites são delimitados pelos pontos “B” e “E”.
- Trecho 3: Parte também iniciada na interseção que segue por todo o comprimento que dá acesso às emergências e à entrada principal ao interior do hospital, com extensão de 170,64 m. Seus limites são delimitados pelos pontos “C” e “F”.

Sendo considerada as distâncias apresentadas no projeto, verificou-se que a o comprimento total de via para esse estudo tem 352,01 m, portanto, respeitando a regra de uma sondagem a cada 200 m apresentado no manual de pavimentação (DNIT/IPR-719, 2006), haveria a necessidade de se realizar apenas duas sondagens para a verificação do subleito.

Foi então determinado uma sondagem em cada uma das extremidades da área de estudo. Além dessas duas, foi também realizada uma terceira sondagem DCP, em frente ao acesso à emergência, pois próximo a esse local se encontravam grande deformações e a área estava em reforma, sem os blocos de concreto instalados.

A imagem 41 apresenta a localização exata em que foram realizadas as três sondagens.

Figura 41: Localização das sondagens CBR



### 3.5.2 Interferência nas sondagens para cálculo do CBR

Para realizar os ensaios de CBR de acordo com o (DNIT/IPR-719, 2006), seria necessário fazer sondagens e coleta de material em pontos no eixo e bordos do pavimento. Para isso seria necessário fazer ou o desarranjo de blocos de concreto ou a escolha de pontos degradados para se realizar as sondagens.

A retirada de blocos seria inviável, considerando que haveria interferência no tráfego, além de haver há alto fluxo de pedestres no local e por conta disso poderiam ocorrer acidentes.

Seria viável então realizar as sondagens à percussão onde haviam falhas no intertravamentos de peças de concreto ou ausência das mesmas. Mas, para contornar melhor a situação, foi orientado ainda realização das sondagens de outra maneira, com equipamento penetrômetro dinâmico de cone, conhecido pela sigla DCP (Dynamic Cone Penetrometer).

Esse equipamento também permite o reconhecimento da capacidade de suporte do subleito, porém com sondagens mais simples, sem a necessidade de coleta de material para se levar à laboratório e com um diâmetro de perfuração reduzido, o que possibilita a investigação em pontos de abertura entre os blocos e falhas de intertravamento sem interferir no tráfego.

Essa substituição não traz grande impacto ao dimensionamento do pavimento. Na realidade, sondagens com penetrômetro dinâmico para pavimentação de estradas são feitas desde meados dos anos 50. Os resultados das sondagens DCP são convertidos em CBR por meio de correlações existentes para cada tipo de solo.

Portanto foi definido o uso do penetrômetro dinâmico de cone para a realização das sondagens. O reconhecimento dos índices de suporte califórnia dos subleitos serão feito por meio da aplicação de correlações existentes entre DCP e CBR.

### **3.5.3 Correlações existentes**

Na literatura existe uma série de outras correlações criadas para correlacionar estes dois índices. Segundo (FONTES, 2001) e (SANTOS, 2016) em âmbito nacional temos: Heyn (1986), Vertamatti e Oliveira (1997) e Trichês e Cardoso (1998), por exemplo. Já fora do Brasil, há algumas outras correlações como a de Harison (1987), Kleny e Savage (1998), Ponce et al. (1991), Angeloni (1991).

Inclusive em 2009 foi criada a norma (ATSM/D-6951, ) nos Estados Unidos, referente ao uso do penetrômetro dinâmico de cone em pavimentos. Nela é apresentada 3 correlações para diferentes tipos de solo.

Cada correlação varia em relação as outras por conta do tipo de solo ou região em que foram realizados seus estudos. Além disso leva-se em consideração também as condições em que o foram feitas as sondagens, como por exemplo, se foram in situ ou em laboratório, ou ate mesmo em diferentes graus de compactação. Essas considerações levam o profissional responsável pelo estudo geotécnico a escolher uma correlação que mais adequada para a conversão dos resultados em CBR.

### **3.5.4 Correlações utilizadas**

Para realizar adaptação dos resultados encontrados nas sondagens DCP para valores equivalentes de CBR foi definida a escolha de 3 correlações para os cálculos:

- 1) Oliveira e Vertamatti (1997)

2) Trichês e Cardoso (1998) "in situ"

3) ASTM (2009) para todos os tipos de solos não argilosos

Escolheu-se Oliveira e Vertamatti (1997) por ser muito conhecida no Brasil, Trichês e Cardoso (1998) "in situ" porquê foi desenvolvida em Santa Catarina e a última, ASTM (2009) para todos os tipos de solos não argilosos, por ser a mais recente encontrada.

### 3.5.5 Resultados das sondagens SPT

Foram disponibilizados 19 laudos de sondagens SPT pelo hospital, 11 delas apresentaram a informação de um solo de areia média cinza solta para distâncias de até 4 metros de profundidade. As outras 8 sondagens apresentaram variações quanto a esse padrão, trazendo até a profundidade de 4 metros solos do tipo: Areia argilosa preta, areia siltosa cinza, argilas com consistência mole e mediamente compacta com colorações amarelo claro e parda.

A figura 42 apresenta a localização de cada um dos pontos das sondagens realizadas.

Figura 42: Localização das sondagens SPT



Considerando a área de estudo, as sondagens mais próximas e relevantes para o estudo são: F-02, F-03, F-04, F-05, F-06, F-07, F-13.

O tipo de subsolo até 1 m apresentado em cada uma dessas sondagens foi:

- F-02 e F-03: Areia média cinza solta

- F-04,F-05,F-06: Areia argilosa cinza clara
- F-07 e F-13: Areia argilosa preta

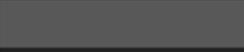
### 3.6 Possível estrutura do pavimento existente

No dia em que foram realizadas as sondagens foi observado que parte do pavimento em frente à emergência estava em manutenção, sem os blocos intertravados posicionados, e com homens trabalhando. Neste local foi feita a sondagem de DCP-02.

Após a realização da sondagem foi perguntado aos funcionários que estavam trabalhando na recuperação do pavimento quais eram as camadas que estavam sendo reestruturadas. Um dos funcionários respondeu que após retirada do blocos, e da camada de assentamento de areia média, era recolocada uma camada de 5 cm brita graduada do tipo 2, e em seguida recolocada uma nova camada de área média de cerca de 3 cm, depois disso, assentados os blocos.

A partir dessas informações, acredita-se que a estrutura de pavimento existente no local tenha no mínimo 14 cm até o fim da camada de base. Se considerada a espessura mínima 10 cm para sub-base, como de acordo com (ABCP, 1998), chega-se a um pavimento de espessura de 24 cm ou ligeiramente menor, por conta da compactação da camada de assentamento.

Figura 43: Representação do pavimento existente

Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada
6		Bloco de concreto
3		Camada de assentamento
5		Brita graduada
10		Sub-base
-		Subleito

## **3.7 Estudo do sistema de drenagem**

Entende-se que um possível agente causador dos desnivelamentos de blocos é a permanência da água dentro da estrutura do pavimento causada pela falta de drenagem superficial ou por saturação do subleito que eleva o lençol freático em épocas chuvosas para uma profundidade próxima a 1 m da superfície.

Para verificar a demanda hidráulica dos pavimentos foi utilizado como base o manual de drenagem (DNIT/IPR-724, 2006). Este material apresenta um capítulo inteiro dedicado à drenagem de trechos urbanos. O dimensionamento de um novo sistema de drenagem também seguirá as instruções presentes neste manual.

No (ABCP, 1999) não há aprofundamento quanto a estrutura de um sistema de drenagem superficial ou até mesmo quanto aos seus dispositivos. Há apenas algumas instruções a respeito de sarjetas e também de drenos transversais, mas sem muito aprofundamento ou se quer método de dimensionamento, portanto suas instruções não serão utilizadas.

### **3.7.1 Sistema de drenagem existente**

Durante as visitas e conversas com a engenheira responsável, foi verificado que junto ao pavimento há um sistema de drenagem das águas pluviais feito por galerias nos bordos do pavimento.

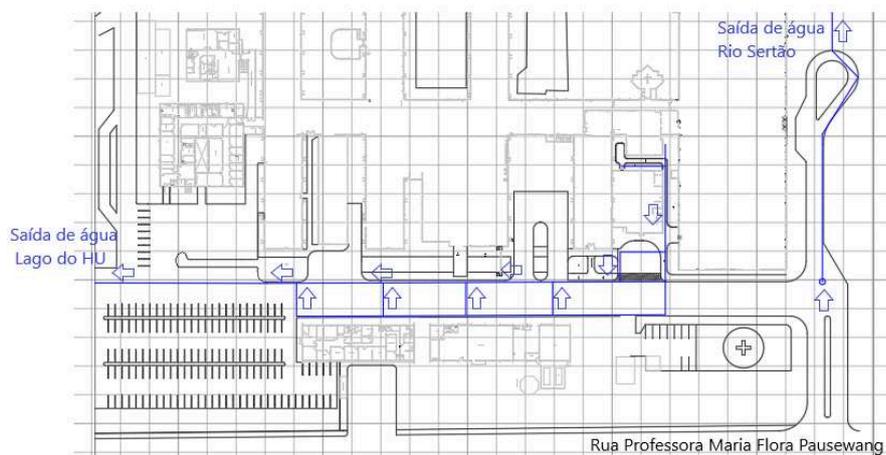
No trecho 3 foi observada a existência de galerias com dutos de 100 mm ou 125 mm em ambos os lados do pavimento, com larguras de 40 cm e profundidade de aproximadamente 1,5 m. Verificou-se que esse conjunto de galerias se conectava por meio de dutos transversais à pista e que, provavelmente apenas um dos lados conduz as águas drenadas até o destino final que é o lago existente no terreno do hospital, localizado após o ponto “F”.

No trecho 2 também foi verificada a existência de um sistema de galerias em apenas um dos bordos do pavimento. No entanto, não foi possível identificar uma real conexão deste com o sistema existente no trecho 3 ou se quer a direção final das águas conduzidas por esse sistema. Acredita-se que provavelmente as águas são direcionadas até o rio Sertão que atravessa a região da Universidade Federal, passando próximo a área do hospital.

Por fim, no trecho 1, não foi identificado qualquer sistema de drenagem.

A figura 44 apresenta os sistemas de galerias identificados e a identificação do possível locais de deságue final das águas superficiais.

Figura 44: Identificação das galerias e dos possíveis locais de deságue do hospital



### 3.7.2 Novo sistema de drenagem superficial

Por conta da falta de informações completas sobre o sistema de galerias existentes nas proximidades do pavimento, o sistema de drenagem superficial será reestruturado até encontro dos pontos necessários de instalação das bocas de lobo e suas geometrias. Novas galerias ou pontos de visita não serão dimensionados.

As sarjetas e as bocas de lobo do novo sistema de drenagem superficial serão dimensionados de acordo com as instruções do manual de drenagem (DNIT/IPR-724, 2006). Além disso, esse novo dimensionamento não levará em conta nos cálculos os pontos de bocas de lobo com grelhas existentes instaladas no local. Pois, a pedido do hospital, seria mais seguro a retirada das bocas de lobo com grelhas, pois existem veículos pesados que passam em determinados momentos acabam passando muito próximos ao meio-fio e por cima das grelhas.

Para garantir que não haja quaisquer falhas no escoamento superficial das águas pluviais o novo sistema de sarjetas e bocas de lobo será superdimensionado. Ao contrário do que se espera, essa decisão não deve levar a um aumento representativos nos custos, pois não serão

compradas sarjetas pré-moldadas, não serão feitos bocas de lobo em conjunto e não serão utilizadas grelhas.

As sarjetas serão projetadas reutilizando o próprio corpo estradal e a estrutura do meio-fio e as novas bocas de lobos serão todas do tipo simples ou laterais.

### **3.7.2.1 Postos de visita**

Os poços de visita são dispositivos existentes no sistema de drenagem que podem ser utilizados para mais de uma função. São construídas principalmente para permitir a alteração, a declividade ou até mesmo a direção das águas que são escoadas nas galerias, mas podem ser também instaladas apenas como pontos para se realizar limpezas e verificação da eficiências.

Não foi possível identificar a localização de todo o complexo de galerias existente do sistema de drenagem pluvial da área de estudo, por conta disso, não serão aprofundadas as informações a respeito dos postos de visita ou das galerias.

### **3.7.3 Novo sistema de drenagem profunda**

Foi verificado de acordo com os estudos de (SANTOS, 2016) que o lençol freático sobe além do limite máximo estipulado no (DNIT/IPR-724, 2006). Isso afirma que um dos possíveis problemas causadores de depressões no pavimento pode estar ocorrendo por conta da saturação do solo próximo a estrutura do pavimento. Portanto é necessário fazer o rebaixamento do lençol freático por meio de um sistema de drenagem profundo.

Ainda conforme o manual de drenagem do DNIT (DNIT/IPR-724, 2006), para a construção de um sistema de drenagem profundo seria necessário abrir valas de no mínimo 1,5 de profundidade com largura de pelo menos 50 cm. Levando em consideração toda a complexidade de funcionamento do hospital seria necessário um estudo mais aprofundado para a construção de um sistema de drenagem profunda. Portanto nesse trabalho será indicado apenas a necessidade de fazê-lo para garantir bom funcionamento do pavimento que será dimensionado.

## 4 Resultados

### 4.1 Geometria do pavimento

Após a comparação da geometria do pavimento existente no local com os requisitos geométricos apresentados nos materiais da ABCP e do (DNIT, 2010) verificou-se que não há grandes alterações a serem feitas na geometria do pavimento, até porque parte das alterações são impraticáveis, como o aumento das curvas horizontais para atender os requisitos de segurança e conforto aos motoristas.

A única alteração geométrica que obrigatoriamente deve ser feita no local é o rearranjo da declividade longitudinal dos 56 m planos existente no trecho 3. Do ponto “G” ao ponto “F” deve-se garantir ao mínimo uma declividade longitudinal de 0,2% como de acordo com a 29. Essa alteração garantirá o mínimo funcionamento do sistema de drenagem pluvial e pode ser feito durante a reestruturação do pavimento. Ao fim o ponto “F” será rebaixado em 11,20 cm.

Apesar de não haver a possibilidade de grandes alterações geométricas na via, deveser reestruturado o confinamento interno e externo do pavimento:

- 1) Durante as escavações para a implantação das novas camadas do pavimento é necessário verificar se o mesmo têm as dimensões recomendadas de 15 cm por 45 cm. Caso contrário o meio-fio deve ser refeito como de acordo com as instruções apresentadas no (ABCP, 1999), presentes na revisão bibliográfica.
- 2) Além dos meios-fios, durante as escavações deve-se instalar os blocos de concreto transversais na região de contato do pavimento intertravado com o pavimento da Rua Professora Maria Flora Pausewang. Esta região está marcada na figura 10.
- 3) Antes da reestruturação do pavimento ainda devem ser estruturadas as bordas de 15 cm de espessura para o intertravamento internos dos dispositivos existentes na região do pavimento. Os que forem de drenagem devem ser estruturados com drenos de 11 mm de

diâmetro a cada 25 cm. A figura 11 apresenta o detalhamento dessa borda de intertravamento.

4) Se durante as escavações ocorrer o aparecimento do lençol freático e o amolecimento do solo, é recomendado segundo (ABCP, 1999) a execução de drenos transversais filtrantes abaixo da camada de base, podendo ou não conter tubo de drenagem dependendo do volume de água a ser escoado. Apesar de ser recomendado, e ser uma possível solução para o rebaixamento do lençol freático, não há qualquer instrução a respeito das dimensões.

Se for optado pela construção dessas valas transversais para auxílio do rebaixamento do lençol freático do pavimento, recomenda-se que sejam construídas nos seguintes locais, por serem os pontos entre as áreas onde ocorrem as maiores degradações do pavimento.

Figura 45: Indicação de locais para instalação de drenos transversais



5) Por fim, vale lembrar que não foi obedecida a regra de se ter ao menos uma declividade transversal de 3% quando a inclinação longitudinal da pista é maior que 2,5% porque seria impraticável na área de estudo.

## 4.2 Drenagem Superficial

As sarjetas projetadas foram dimensionadas com o reaproveitamento da estrutura do meio fio-local e do corpo estradal. Os cálculos que serão apresentados foram realizados com base nas áreas e demandas de apenas um dos lados dos trechos. Mas os resultados e demandas construtivas são aplicados para ambos os lados, com exceção do trecho em curva na rótula, em que há apenas um lado de caimento.

Antes de apresentar os cálculos de cada uma das sarjetas de cada um dos trechos serão apresentadas as diretrizes com valores comuns utilizados em todos os dimensionamentos:

1) a intensidade das chuvas “i” a partir da equação de IDF:

Para durações “t” entre 5 e 120 minutos:

$$i = \frac{222,0 \cdot T^{0,1648}}{t^{0,3835}}$$

$$i = \frac{222,0 \cdot 10^{0,1648}}{5^{0,3835}}$$

$$i = 175,02 \text{ mm/h}$$

2) O coeficiente de escoamento superficial “C” utilizado foi o de 0,80. Valor intermediário aos apresentados na figura 21

3) O coeficiente de rugosidade “n” de Manning utilizado foi o de 0,01. Valor presente na 19

4) As áreas do implúvio a serem drenadas pelas sarjetas dos trechos foi calculada com auxílio do projeto arquitetônico disponibilizado pelo hospital.

#### 4.2.1 Sarjetas e bocas de lobo do trecho 1

Para o trecho 1, encontrou-se uma área de 417,835 m<sup>2</sup>. Para os cálculos das sarjetas neste trecho foi considerado o uso de sarjetas triangulares com altura de 12 cm e base de 6 m. Sendo assim, o valor da recíproca da declividade transversal “Z” é de 50.

A declividade longitudinal do trecho é de 2,90% e largura do implúvio é de 6 m. Sendo assim o valor do comprimento crítico “d” calculado foi de 255,84 m.

$$d = \frac{0,375 * y_o^{8/3} * Z * l^{1/2}}{2,78 * 10^{-7} * C * i * L * n}$$
$$d = \frac{0,375 * (0,04)^{8/3} * 50 * (0,029)^{1/2}}{2,78 * 10^{-7} * 0,8 * 175,02 * 6 * 0,01}$$
$$d = 255,84m$$

E a vazão “Q” a ser escoada:

$$Q = 2,75 * 10^{-7} * C * i * A$$
$$Q = 2,75 * 10^{-7} * 0,8 * 175,02 * 417,835$$
$$Q = 0,01626m^3/s = 16,26l/s$$

O valor de 255,80 m de comprimento crítico foi obtido a partir da consideração de que a altura limite da lamina de água “yo” poderia chegar até 4 cm no meio fio. Por conta da declividade transversal de 2%, a largura da poça de água na beirada do pavimento chegaria a 2 m.

No entanto, o trecho 1 contém apenas 52,30 m, sendo assim, na realidade, no seu fim a altura da lâmina de água seria cerca de 4,9 vezes menor do que 4 cm, ou seja, de 81,00 mm.

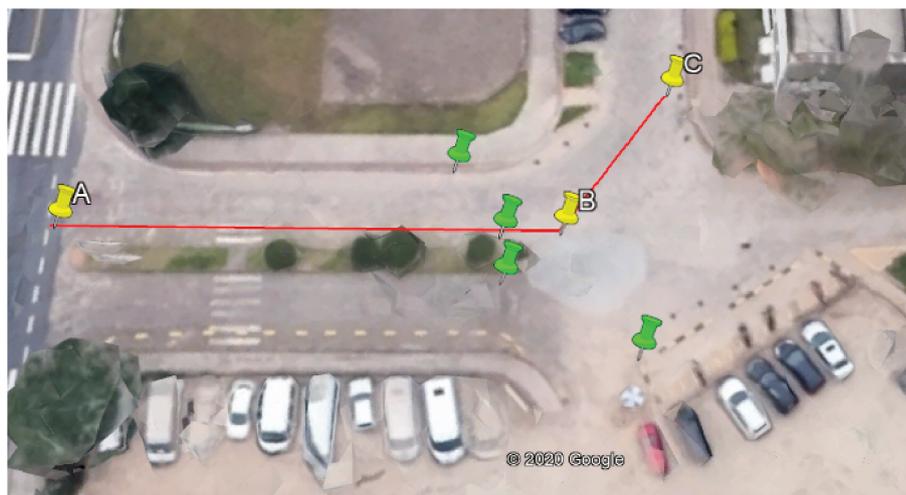
A vazão a ser escoada segue a mesma lógica, como o comprimento para a instalação da boca de lobo foi reduzida em 4,90 vezes, a vazão necessária a ser escoada também é reduzida na mesma proporção, sendo apenas de 3,25 l/s.

Por fim, como a boca de lobo a receber essa vazão recebe água por apenas um dos lados, ela é do tipo intermediária e o dimensionamento da boca de lobo em l/s por metro é feito com o auxílio do 67.

De acordo com o ábaco do (DNIT/IPR-724, 2006), para alturas de lâmina menores que 4 cm, a capacidade de vazão da boca de lobo é de no mínimo 5 l/s.m

A altura definida para as bocas de lobo lateral é de 12 cm e a largura da abertura de 1 m. E devem ser instalados nos pontos em verde apresentados na figura 46

Figura 46: Pontos de instalação das bocas de lobo do trecho 1



#### 4.2.2 Sarjetas e bocas de lobo do trecho 2

O trecho 2 apresenta variações nas larguras de faixas de rolamento. Inicialmente junto à interseção em 9,5 m, sendo reduzido para 3 o restante do trecho até seu fim. Além dessa particularidade, o trecho 2 também apresenta duas declividades longitudinais, uma em declive de 2,98% e uma em aclave de 2,0%, portanto, para melhor definir a área para o estudo das sarjetas e as bocas de lobo separou-se o trecho 2 em 3 partes:

1) Trecho 2 - parte 1, referente à área na interseção que começa com largura de faixa de 9,5 m até sua redução a 6 m ao entrar no trecho retilíneo:

Essa parte contém 124,69 m<sup>2</sup> de área. Para os cálculos das sarjetas neste trecho foi considerado o uso de sarjetas triangulares com altura de 12 cm e base de 6 m. Sendo assim, o valor da recíproca da declividade transversal "Z" é de 50.

A declividade longitudinal do trecho é de 2,98% e largura do implúvio foi considerada de 6 m. Sendo assim o valor do comprimento crítico “d” calculado foi de 129,67 m.

$$d = \frac{0,375 \cdot y_o^{8/3} \cdot Z \cdot I^{1/2}}{2,78 \cdot 10^{-7} \cdot C \cdot i \cdot L \cdot n}$$

$$d = \frac{0,375 \cdot (0,04)^{8/3} \cdot 50 \cdot (0,0298)^{1/2}}{2,78 \cdot 10^{-7} \cdot 0,8 \cdot 175,02 \cdot 6 \cdot 0,01}$$

$$d = 129,67m$$

E a vazão “Q” a ser escoada:

$$Q = 2,75 \cdot 10^{-7} \cdot C \cdot i \cdot A$$

$$Q = 2,75 \cdot 10^{-7} \cdot 0,8 \cdot 175,02 \cdot 124,69$$

$$Q = 0,00485m^3/s = 4,85l/s$$

Neste caso há apenas 4,85 l/s a serem captados pelas bocas de lobo, portanto seguindo a mesma lógica do trecho 1 para sarjetas em pontos intermediários, fica definida a instalação de uma sarjeta de abertura de 12 cm e comprimento de 1 m, em cada um dos os lados no seu fim.

2) Trecho 2 - parte 2 - Declive, área em que o trecho se torna de largura de 3 m e vai até o início do ponto final da rótula do ambulatório

Essa parte contém 118,50 m<sup>2</sup> de área. Para os cálculos das sarjetas neste trecho foi considerado o uso de sarjetas triangulares com altura de 6 cm e base de 3 m. Sendo assim, o valor da recíproca da declividade transversal “Z” é de 50.

A declividade longitudinal do trecho é de 2,98% e largura do implúvio foi considerada de 3 m. Sendo assim o valor do comprimento crítico “d” calculado foi de 191,25 m.

$$d = \frac{0,375 \cdot y_o^{8/3} \cdot Z \cdot I^{1/2}}{2,78 \cdot 10^{-7} \cdot C \cdot i \cdot L \cdot n}$$

$$d = \frac{0,375 \cdot (0,04)^{8/3} \cdot 50 \cdot (0,0298)^{1/2}}{2,78 \cdot 10^{-7} \cdot 0,8 \cdot 175,02 \cdot 3 \cdot 0,01}$$

$$d = 191,25m$$

E a vazão “Q” a ser escoada:

$$Q = 2,75 * 10^{-7} * C * i * A$$

$$Q = 2,75 * 10^{-7} * 0,8 * 175,02 * 191,25$$

$$Q = 0,00744m^3/s = 7,44l/s$$

Assim como para os trechos anteriores é apresentada a informação de que o comprimento crítico é muito elevado. Se for colocada uma sarjeta ao final do trecho de comprimento de 63,75 m a altura da lâmina de água será 8 vezes menor que 4 cm. Portanto será posicionada uma sarjeta de abertura de 12 cm e 1 m de comprimento em no ponto final da curva da rótula.

3) Trecho 2 - parte 2 - Aclive, área iniciada após o início da curva da rótula e que vai até o ponto em que ocorre inversão da declividade longitudinal de 2%

Essa parte contém 191,25 m<sup>2</sup> de área. Para os cálculos das sarjetas neste trecho foi considerado o uso de sarjetas triangulares com altura de 6 cm e base de 3 m. Sendo assim, o valor da recíproca da declividade transversal “Z” é de 50.

A declividade longitudinal do trecho é de 2% e largura do implúvio foi considerada de 3 m. Sendo assim o valor do comprimento crítico “d” calculado foi de 118,50 m.

$$d = \frac{0,375 * y_0^{8/3} * Z * l^{1/2}}{2,78 * 10^{-7} * C * i * L * n}$$

$$d = \frac{0,375 * (0,04)^{8/3} * 50 * (0,02)^{1/2}}{2,78 * 10^{-7} * 0,8 * 175,02 * 3 * 0,01}$$

$$d = 66,92m$$

E a vazão “Q” a ser escoada:

$$Q = 2,75 * 10^{-7} * C * i * A$$

$$Q = 2,75 * 10^{-7} * 0,8 * 175,02 * 118,50$$

$$Q = 0,0046m^3/s = 4,61l/s$$

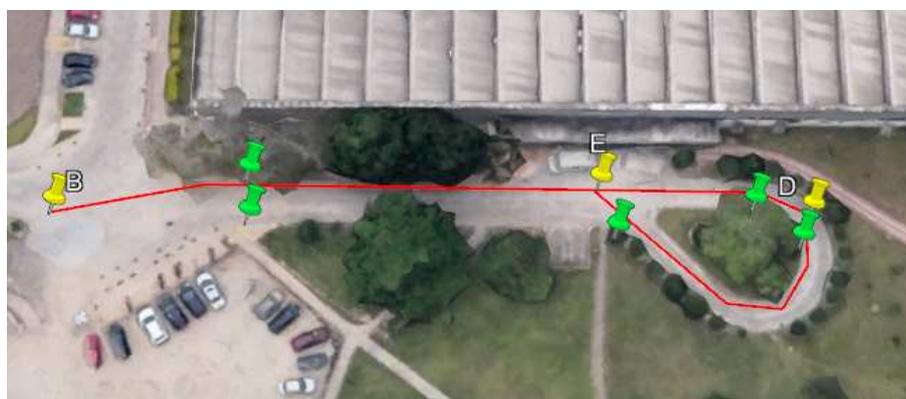
O comprimento crítico calculado apresentou um resultado reduzido, de apenas 66,92 m. Mesmo assim, seguindo a mesma lógica de todos os trechos anteriores, considerando que a boca de lobo a ser dimensionada continua a ser do tipo intermediária, há a necessidade

de se instalar apenas uma boca de lobo, uma vez que a vazão já é menor que 5 l/s.m e o comprimento do trecho em aclave é de apenas 39,5 m

Sendo assim, será instalada uma boca de lobo de 12 cm de altura com 1 m de comprimento no ponto próximo ao da deflexão.

Por fim, a figura 47 apresenta em verde todos os pontos a serem instaladas bocas de lobo no trecho 2.

Figura 47: Pontos de Instalação das bocas de lobo do trecho 2



Foi definida ainda a instalação de uma boca de lobo adicional próximo ao ponto f, onde há o início do trecho 2 - parte 2 - aclave para garantir que não haverá falha do sistema de drenagem pluvial na rótula, local que apresenta bastante degradação.

#### 4.2.3 Sarjetas e bocas de lobo do trecho 3

O trecho 3 também foi separado em duas partes por conta da sua alteração de declividade no ponto “G” que fica à uma distância de 115 m do início do trecho 3 localizado no ponto “C”, portanto há o trechos 3 - parte 1 com declividade de 1,65% que vai do ponto “C” ao “G” e o trecho 3 - parte 2, que vai do ponto “G” ao “F” localizado ao fim do trecho como um todo.

##### 1) Trecho 3 - Parte 1

Essa parte contém 698,05 m<sup>2</sup> de área. Para os cálculos das sarjetas neste trecho foi considerado o uso de sarjetas triangulares com altura de 12,14 cm e base de 6,07 m. Sendo assim, o valor da recíproca da declividade transversal "Z" é de 50.

A declividade longitudinal do trecho é de 1,65% e largura do implúvio foi considerada de 6,07 m. Sendo assim o valor do comprimento crítico "d" calculado foi de 190,75 m.

$$d = \frac{0,375 * y_o^{8/3} * Z * l^{1/2}}{2,78 * 10^{-7} * C * i * L * n}$$

$$d = \frac{0,375 * (0,04)^{8/3} * 50 * (0,0165)^{1/2}}{2,78 * 10^{-7} * 0,8 * 175,02 * 6,07 * 0,01}$$

$$d = 190,75m$$

E a vazão "Q" a ser escoada:

$$Q = 2,75 * 10^{-7} * C * i * A$$

$$Q = 2,75 * 10^{-7} * 0,8 * 175,02 * 698,05$$

$$Q = 0,02717m^3/s = 21,17l/s$$

Assim como feito para o trecho 1, foi considerado para o cálculo do comprimento crítico um valor de 4 cm para a altura da lâmina de água na sarjeta. Sendo assim foi encontrado o valor de comprimento crítico de 190,75 m para esse trecho.

Como a declividade é contínua e o deságue seria feito em apenas um dos lados das bocas de lobo, será necessário se trabalhar com bocas de lobo intermediárias. No entanto, com alturas de lâminas de água menores de 4 cm a capacidade de escoamento das sarjetas fica estabelecida em 5 l.s/m e seria necessário atender uma vazão de 27,1 l/s.

Para resolver esse problema foi definida a divisão da área em 6 partes, com a instalação de 5 bocas de lobo de 12 cm por 1 m, uma a cada 19,16 m. Sendo assim fica dividida a vazão de 27,1 l/s em 6 partes com vazões próximas à 4,51 l/s.

Por conta disso, a altura da lâmina de água fica também dividida em 6 vezes, garantindo assim a segurança no tráfego do trecho.

## 2) Trecho 3 - Parte 2

Essa parte contém 339,92 m<sup>2</sup> de área. Para os cálculos das sarjetas neste trecho foi considerado o uso de sarjetas triangulares com altura de 12,14 cm e base de 6,07 m. Sendo assim, o valor da recíproca da declividade transversal “Z” é de 50.

A declividade longitudinal do trecho é de 0,2% e largura do implúvio foi considerada de 6,07 m. Sendo assim o valor do comprimento crítico “d” calculado foi de 66,41 m.

$$d = \frac{0,375 \cdot y_o^{8/3} \cdot Z \cdot l^{1/2}}{2,78 \cdot 10^{-7} \cdot C \cdot i \cdot L \cdot n}$$

$$d = \frac{0,375 \cdot (0,04)^{8/3} \cdot 50 \cdot (0,002)^{1/2}}{2,78 \cdot 10^{-7} \cdot 0,8 \cdot 175,02 \cdot 6,07 \cdot 0,01}$$

$$d = 66,41m$$

E a vazão “Q” a ser escoada:

$$Q = 2,75 \cdot 10^{-7} \cdot C \cdot i \cdot A$$

$$Q = 2,75 \cdot 10^{-7} \cdot 0,8 \cdot 175,02 \cdot 339,92$$

$$Q = 0,01323m^3/s = 13,23l/s$$

Neste último trecho, para uma lâmina de água de 4 cm foi encontrado um comprimento crítico de 66,4, Porém o trecho contém apenas 56 m e além disso, será necessário vencer a vazão do afluente de 13,23 l/s

Para resolver situação foi definida a divisão da área em 3 partes, portanto serão instaladas 3 bocas de lobo com altura de abertura de 12 cm com comprimento de 1 m a cada 18,66 m de extensão. A vazão a ser suportada por cada uma será de aproximadamente 4.41 l/s.m

Por fim, a figura 48 apresenta em verde os locais onde deve-se instalar bocas de lobo no trecho 3 como um todo. Algumas posições de bocas de lobo foram levemente alteradas para ficarem próximas às bordas de curvas dos passeios.

Figura 48: Pontos de Instalação das bocas de lobo do trecho 3



### 4.3 Volume médio diário do ano de abertura (V1)

A soma dos volumes anuais de todas as entregas foi de: 3224 veículos ao ano. Em que 54,8% são automóveis do tipo “2C” e o restante, 45,2%, do tipo “3C”.

a partir dessas informações é possível calcular o volume médio diário do ano de abertura “V1”:

$$V1 = \frac{\text{Soma do volume anual de todas as categorias}}{365}$$

$$V1 = \frac{3224}{365} \text{ veículos por ano}$$

$$V1 = 8,83 \text{ veículos por dia}$$

### 4.4 Volume total (Vt)

A partir do cálculo de “V1”, e da taxa de crescimento “t” estipulada em 2,2% ao ano, calcula-se o volume total ao longo dos 20 anos de tráfego, estipulado como vida útil do projeto.

$$Vt = \frac{365[V1(1+t/100)^P - 1]}{t/100}$$

$$Vt = \frac{365[8,83(1+2,2/100)^{20} - 1]}{2,2/100}$$

$$Vt = 7,99E + 04 \text{ veículos}$$

## 4.5 Número de solicitações de eixos padrões (N)

Para o cálculo do número de solicitações “N”, primeiro deve ser encontrado o fator de veículo “FV”.

Como descrito na capítulo de metodologia, será feito o cálculo do FV de cada um dos tipos de veículos participantes do tráfego. A soma desses fatores individuais resulta no fator de veículo final que deve ser usado na equação de “N”. Sendo assim:

Para os veículos do tipo “2C”:

$$FE_{2C} : 0,3 + 3 = 3,3$$

Em que 0,3 é referente ao eixo simples de rodagem simples de 6 tf e 3 ao eixo simples de rodagem dupla. Ambos os resultados foram encontrados por meio dos ábacos presente no manual de pavimentação do DNIT/IPR-719

$$FC_{2C} : \frac{1768}{3224} = 0,548$$

Portanto,

$$FV_{2C} := 3,3 * 0,548 = 1,8$$

Para os veículos do tipo “3C”:

$$FE_{3C} : 0,3 + 9 = 9,3$$

Em que 0,3 é referente ao eixo simples de rodagem simples de 6 tf e ao conjunto de eixos em tandem duplo. Ambos os resultados também foram encontrados por meio dos ábacos presente no manual de pavimentação (DNIT/IPR-719, 2006).  $FC_{3C} : \frac{1456}{3224} = 0,452$

Portanto,

$$FV_{3C} := 9,3 * 0,452 = 4,2$$

Finalizado os cálculos individuais, encontra-se “FV” pela soma de  $FV_{2C}$  e  $FV_{3C}$ :

$$FV = 1,8 + 4,2 = 6,0$$

Por fim, é calculado o número de solicitações de eixos do tipo padrão de 8,2t "N" pela equação:

$$N = Vt * FV$$

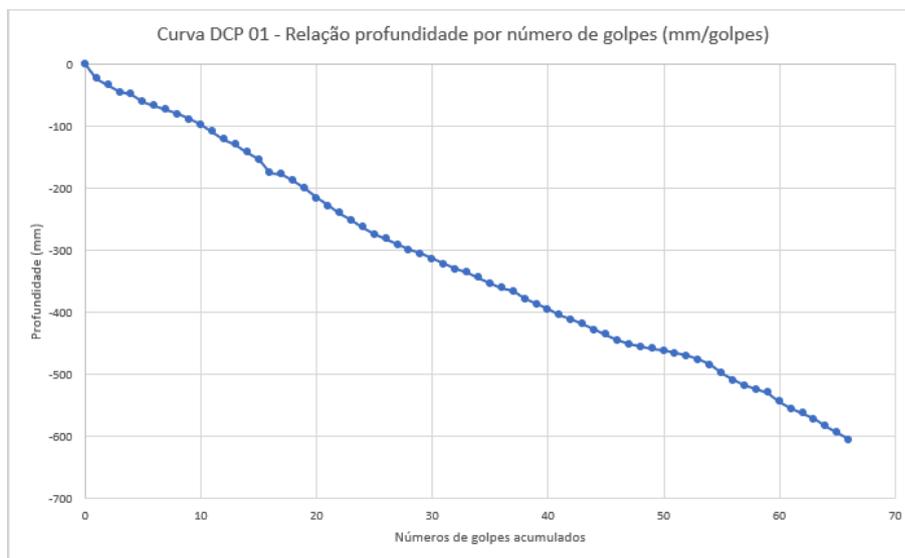
$$N = (7,99E + 04) * 6 = 4,80 * 10^5$$

## 4.6 Resultados das sondagens DCP

A partir da análise das anotações de cada uma das 3 sondagens realizadas com penetrômetro foi possível traçar as suas curvas DCP.

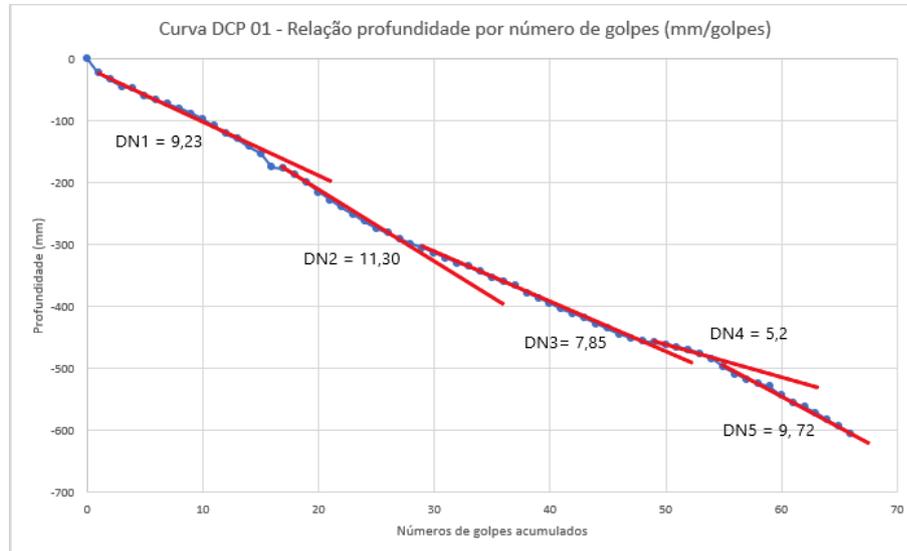
Para a sondagem DCP-01, a curva traçada é apresentada na figura 49

Figura 49: Curva DCP da sondagem DCP-01



Com base na verificação das variações de ângulos da curva do DCP-01 foi possível traçar retas que caracterizam possíveis camadas diferentes do pavimento existente e subleito e seus respectivos valores de DN:

Figura 50: Números DN da Curva DCP-01



Encontrou-se portanto 5 camadas para o DCP-01, em que os seus respectivos números de DN em mm/golpe foram:

- 1)  $DN1_{DCP-01} = 9,23$
- 2)  $DN2_{DCP-01} = 11,3$
- 3)  $DN3_{DCP-01} = 7,85$
- 4)  $DN4_{DCP-01} = 5,2$
- 5)  $DN5_{DCP-01} = 9,72$

Entre a camada de DN1 e DN2 percebeu-se uma inconsistência no valor de DN, mas especificamente no golpe 16, nota-se que esse ponto aparece fora do padrão das curvas entre as linhas 1 e 2. Os mesmos processos de análise de resultados e verificação dos ângulos das curvas foram feitos para o DCP-02 e DCP-03:

Para o DCP-02 a curva traçada é apresentada na figura 51

Assim como no DCP-01, foram traçadas as linhas para se identificar possíveis camadas para na curva DCP-02.

Figura 51: Curva DCP da sondagem DCP-02

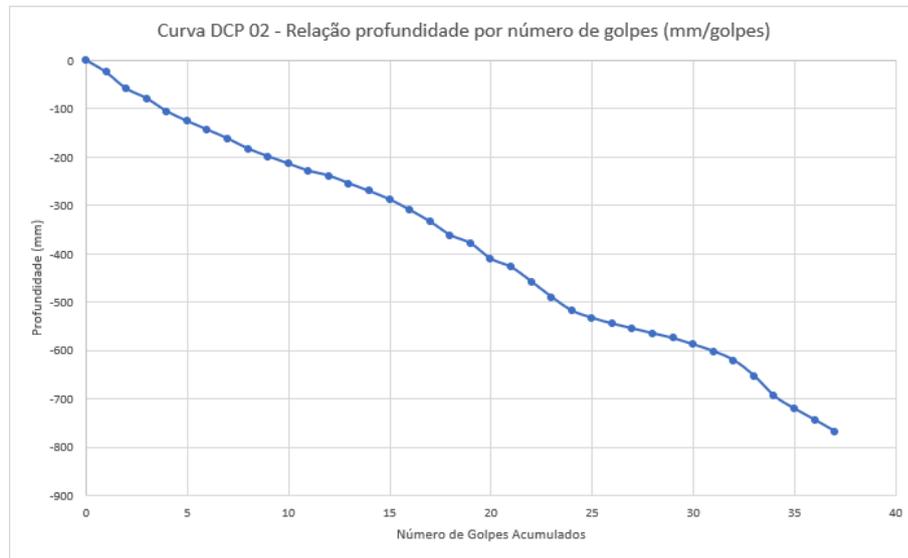
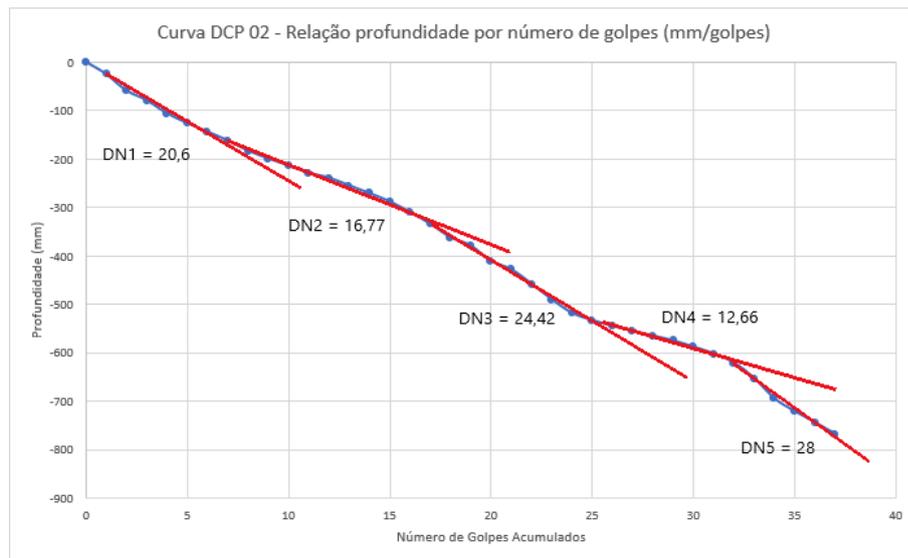


Figura 52: Números DN da Curva DCP-02

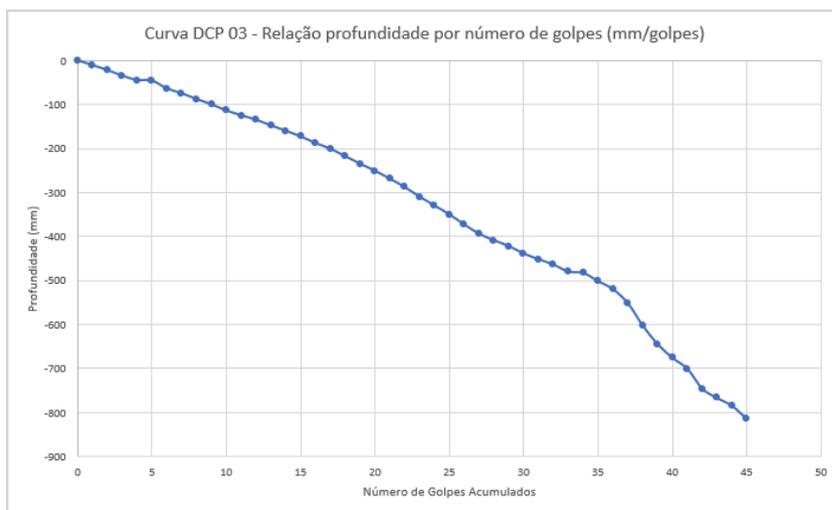


Com as verificações dos ângulos também foram identificadas 5 camadas, em que os números de DN em mm/golpe foram:

- 1)  $DN_{1_{DCP-02}} = 20,6$
- 2)  $DN_{2_{DCP-02}} = 16,77$
- 3)  $DN_{3_{DCP-02}} = 24,42$
- 4)  $DN_{4_{DCP-02}} = 12,66$
- 5)  $DN_{5_{DCP-02}} = 28,00$

Por fim, para o DCP-03 a curva traçada é apresentada na figura 53

Figura 53: Curva DCP da sondagem DCP-03

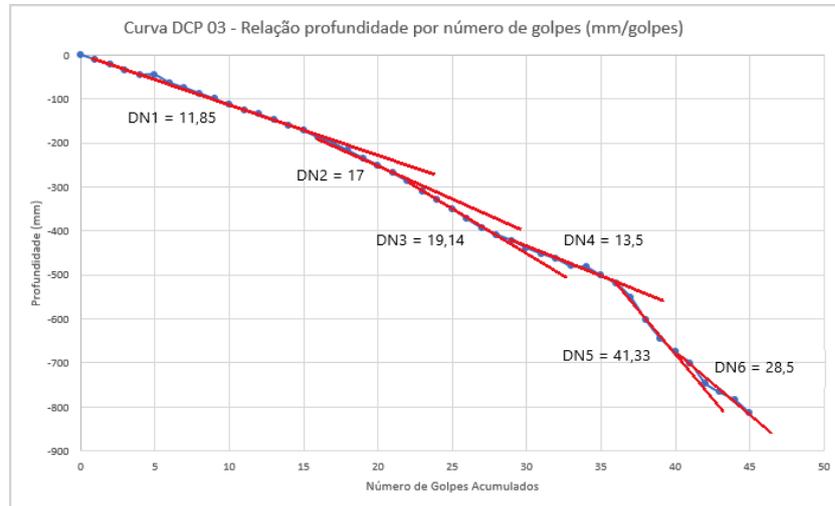


A análise dos ângulos levou a verificação de 6 linhas, portanto à identificação de 6 camadas:

Em que os números de DN verificados foram:

- 1)  $DN_{1_{DCP-03}} = 11,85$
- 2)  $DN_{2_{DCP-03}} = 17,00$
- 3)  $DN_{3_{DCP-03}} = 19,14$
- 4)  $DN_{4_{DCP-03}} = 13,15$
- 5)  $DN_{5_{DCP-03}} = 41,33$
- 6)  $DN_{6_{DCP-03}} = 28,50$

Figura 54: Números DN da Curva DCP-03



A presença de pelo menos 5 camadas em cada uma das sondagens mostrou a possível existência de uma estrutura de pavimento em baixo do revestimento de blocos de concreto. Isso porque notou-se um aumento de resistência ao longo das sondagens. Apesar disso, não foi possível reconhecer e assimilar com exatidão quais das camadas encontradas nas sondagens representavam tipos de camadas características de um pavimento.

As tabelas 3, 4 e 5 apresentam com as informações das sondagens trabalhadas, com a identificação das possíveis camadas padrões de um pavimento:

Tabela 3: Tabela de análise dos resultados DCP-01

Identificação	DN (mm/golpe)	Espessura (cm)	Possível camada correspondente
DN1 <sub>DCP01</sub>	9,23	12	assentamento e base
DN2 <sub>DCP01</sub>	11,30	11,30	sub-base
DN3 <sub>DCP01</sub>	7,85	15,70	primeira camada de subleito
DN4 <sub>DCP01</sub>	5,20	2,60	segunda camada de subleito
DN5 <sub>DCP01</sub>	9,72	10,70	terceira camada de subleito

Tabela 4: Tabela de análise dos resultados DCP-02

Identificação	DN (mm/golpe)	Espessura (cm)	Possível camada correspondente
DN1 <sub>DCP02</sub>	20,60	10,3	assentamento e base
DN2 <sub>DCP02</sub>	16,77	15,10	sub-base
DN3 <sub>DCP02</sub>	24,42	17,10	primeira camada de subleito
DN4 <sub>DCP02</sub>	12,66	7,60	segunda camada de subleito
DN5 <sub>DCP02</sub>	28,00	14	terceira camada de subleito

Tabela 5: Tabela de análise dos resultados DCP-03

Identificação	DN (mm/golpe)	Espessura (cm)	Possível camada correspondente
DN1 <sub>DCP03</sub>	11,85	16,60	Assentamento e base
DN2 <sub>DCP03</sub>	17,00	6,8	sub-base
DN3 <sub>DCP03</sub>	19,14	13,40	primeira camada de subleito
DN4 <sub>DCP03</sub>	13,50	8,10	segunda camada de subleito
DN5 <sub>DCP03</sub>	41,33	12,40	terceira camada de subleito
DN6 <sub>DCP03</sub>	28,50	11,40	quarta camada de subleito

Percebeu-se a partir das tabelas a presença de algumas inconsistências nas resistências das camadas:

1) Na sondagem de DCP-02 foram encontrados valores muito elevados de DN, próximos a 25 mm/golpe, especificamente nos valores de DN3<sub>DCP-02</sub> com 24,42 mm/golpe e no DN5<sub>DCP-02</sub> com 28 mm/golpe. Segundo (MNROAD, 2020), um número DN acima de 25 mm/golpe, representa um tipo de solo fraco para ser usado no pavimento e que necessita de reforço para conseguir suportar as cargas do tráfego.

Se considerarmos ainda que as sondagens foram feitas em novembro, época não chuvosa, a situação do pavimento se torna um pouco mais crítica. Pois em uma época chuvosa para a área do hospital, há o aumento do nível do lençol freático para próximo a 1 m como de acordo com (SANTOS, 2016) o que pode reduzir ainda mais a capacidade de suporte das camadas por conta da saturação do solo.

Portanto, o ideal a ser feito é a remoção de todas as camadas do pavimento até pelo menos a profundidade de 40 cm para o as áreas próximas ao DCP-02, que abrangem o trecho 1 e parte do 3. Assim a camada de  $DN_{3_{DCP-02}}$  de 24,42 mm/golpe se torna subleito. Assim haverá 40 cm de profundidade para se estruturar um novo pavimento e trabalhar com um reforço de subleito caso realmente seja necessário.

Não houve necessidade de se preocupar com a última camada de valor de  $DN_{5_{DCP-02}}$  de 28 mm/golpe, uma vez que ela está a uma profundidade próxima a qual as cargas do tráfego já são consideradas dissipadas.

2) Na sondagem de DCP-03 que também abrange parte do trecho 3, foram encontrados valores muito elevados de DN, especificamente nos valores de  $DN_{5_{DCP-03}}$  e  $DN_{6_{DCP-03}}$ . Além disso, Assim como a sondagem DCP-02, a sondagem DCP-03 foi também realizada em novembro, época considerada não chuvosa. Portanto, deve-se considerar também que nos meses mais chuvosos a capacidade de suporte das camadas pode ser reduzida por conta da elevação do lençol freático e saturação do solo próximo a cota de 1 m.

A camada de  $DN_{5_{DCP-03}}$  de 41,33 mm/golpe que fica localizado a uma profundidade de 44 cm que vai até cerca de 52 cm. Segundo (MNROAD, 2020) solos que apresentam valores de DN superiores a 32 mm/golpe devem ser descartados pois são incapazes de suportar a cargas do tráfego, mesmo com o auxílio de um eventual reforço.

Não houve necessidade de se preocupar com a camada  $DN_{6_{DCP-03}}$ , uma vez que a camada superior irá ser substituída e ela se encontra próxima à profundidade em que as cargas do tráfego já são consideradas dissipadas.

Portanto, para as áreas do trecho 3 próximas ao DCP-03, o ideal é que seja feito a remoção do pavimento e solo até a distância de 52 cm para remoção e substituição desse solo de resistência muito baixa. As camadas de  $DN_{3_{DCP-03}}$  e  $DN_{4_{DCP-03}}$  podem ser reutilizada para preencher o espaço liberado por  $DN_{5_{DCP-03}}$ . Sendo assim, dos 52 cm escavados 12,4 serão recobertos com com próprio solo das camadas anteriores, deixando 39,6 cm de espessura para se trabalhar com um novo pavimento. A imagem 55 apresenta esse rearranjo.

Figura 55: Rearranjo subleito do trecho 3 com área de influência de DCP-03

Antes da remoção do DN5		
Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada
16,6		DN1
6,8		DN2
13,4		DN3
8,1		DN4
12,4		DN5
11,4		DN6
Depois da remoção do DN5		
Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada
		-
39,6	Espaço para o novo pavimento	-
12,4	subleito 1	DN3 + DN4
11,4	subleito 2	DN6

A mistura dos solos das camadas de DN3<sub>DCP-03</sub> e DN4<sub>DCP-03</sub> não devem gerar nenhum problema posterior pois ambas contêm baixos valores de número DN o que mostram que são solos resistentes o suficientes.

A sondagem DCP-01, por sua vez não apresentou camadas com inconsistências nas suas resistências, o que abre espaço para a real deficiência do sistema de drenagem, das espessuras dos blocos ou das espessuras das camadas do pavimento, ou até mesmo um conjunto dos três. Por fim, a camada DN3<sub>DCP-01</sub> de 15,70 cm foi considerada como subleito em contato para receber uma nova estrutura de pavimento. Portanto pretende-se escavar pelo menos 27,7 cm para dar espaço para o novo pavimento. Vale considerar que a camada de DN2<sub>DCP-01</sub> possivelmente poderá ser reutilizada como camada de sub-base, por causa da sua resistência.

A área de estudo foi inicialmente dividida em 3 trechos para auxílio nos estudos geométricos, porém até este ponto não foi definido quais sondagens influenciam sobre cada um destes 3 trechos. É necessário que isso seja feito para se conseguir delimitar até onde vão as escavações necessárias que foram definidas para cada uma das áreas de influência de cada uma das sondagens.

Além das escavações, a definição das áreas de influência deve ser feita pois será apresentado mais a frente ajustes nos pavimentos de cada um dos trechos em função da sua sondagem de referência.

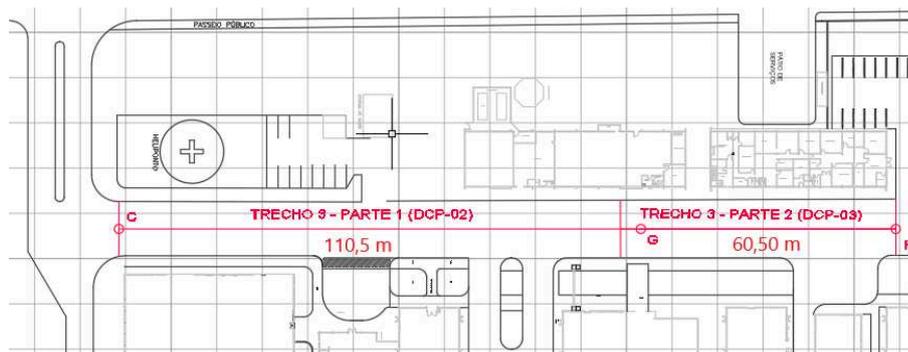
O trecho 1 fica entre a sondagem DCP-01 e DCP-02, no entanto nota-se que as resistências das camadas da segunda sondagem são muito inferiores às da primeira, portanto considera-se mais seguro definir para o trecho 1 a influência dos resultados de DCP-02.

O DCP-01 está dentro do trecho 02, portanto será considerada a influência dos resultados de DCP-01 para o trecho 2.

Já o trecho 3 contém ao longo do seu comprimento as sondagens DCP-02 e DCP03. Para o trecho 1 já foi definido que a área de influência seria do DCP-02, portanto o ideal para uma melhor homogeneidade seria considerar que do início do trecho 3 até o ponto da segunda sondagem a área tem influência do DCP-02.

Para a parte do trecho 3 existente entre as duas sondagens, considerou-se que o melhor forma de se definir as áreas de influências sobre o trecho seria dividindo na metade, sendo assim, fica estipulado uma área de influência de 60,5 m para o DCP-02 e outra para DCP-03.

Figura 56: Divisão de áreas de influência do trecho 3



Levando em consideração as decisões tomadas de remoção de pelo menos 40 cm do pavimento existente no trecho 1 e de, 52 do trecho 3 com o reaterro de 12,4 cm, pode-se considerar que os valores de DN dos subleitos para a reestruturação do pavimento em cada um dos 3 trechos será:

- 1) Trecho 1:  $DN_{DCP-02}$  do subleito: 24,42 (mm/golpe)
- 2) Trecho 2:  $DN_{DCP-01}$  do subleito: 7,85 (mm/golpe)
- 3) Trecho 3-parte-1:  $DN_{DCP-02}$  do subleito: 24,42 (mm/golpe)
- 4) Trecho 3-parte-2:  $DN_{DCP-03}$  do subleito: 19,14 (mm/golpe)

Vale notar que o valor de DN do subleito do trecho 3 parte 1 tem o mesmo valor do apresentado pelo trecho 1, portanto será suprimido os seus cálculos.

É importante notar que, para o trecho recolocado com mistura de  $DN_{3DCP-03}$  e  $DN_{4DCP-03}$  foi utilizado o maior valor de número DN entre os dois para o cálculo que conseqüentemente apresenta a menor resistência possível para a camada de mistura.

Aplicando as correlações definidas para transformar os números DN encontrados em valores equivalentes de CBR:

Por Oliveira e Vertamatti (1997)

De acordo com a equação:

$$\text{Log}(CBR) = 2,490 - 1,057 * \text{Log}(DN)$$

$$\text{Log}(CBR_{\text{trecho1}}) = 2,490 - 1,057 * \text{log}(24,42)$$

$$CBR_{\text{trecho1}} = 10,74$$

$$\text{Log}(CBR_{\text{trecho2}}) = 2,490 - 1,057 * \text{log}(7,85)$$

$$CBR_{\text{trecho2}} = 35,00$$

$$\text{Log}(CBR_{\text{trecho3-parte2}}) = 2,490 - 1,057 * \text{log}(19,14)$$

$$CBR_{\text{trecho3-parte2}} = 13,64$$

Por Trichês e Cardoso (1998) "in situ"

De acordo com a equação:

$$(CBR) = 512,64 * (DN)^{-1,25}$$

$$\text{Log}(CBR_{\text{trecho1}}) = 512,64 * (24,42)^{-1,25}$$

$$CBR_{\text{trecho1}} = 9,44$$

$$\text{Log}(CBR_{\text{trecho2}}) = 512,64 * (7,85)^{-1,25}$$

$$CBR_{\text{trecho2}} = 39,00$$

$$\text{Log}(CBR_{\text{trecho3-parte2}}) = 512,64 * (19,14)^{-1,25}$$

$$CBR_{\text{trecho3-parte2}} = 12,80$$

Pela ASTM (2009) para todos os tipos de solos não argilosos

De acordo com a equação:

$$(CBR) = 292/(DN)^{1,12}$$

$$\text{Log}(CBR_{\text{trecho1}}) = 292/(24,42)^{1,12}$$

$$CBR_{\text{trecho1}} = 8,14$$

$$\text{Log}(CBR_{\text{trecho2}}) = 292/(7,85)^{1,12}$$

$$CBR_{\text{trecho2}} = 29,00$$

$$\text{Log}(CBR_{\text{trecho3-parte2}}) = 292/(19,14)^{1,12}$$

$$CBR_{\text{trecho3-parte2}} = 10,70$$

A tabela 6 apresenta todos os resultados obtidos a partir aplicação das 3 correlações

Tabela 6: Tabela de análise dos resultados DCP-03

Trechos	Oliveira e Vertamatti	Trichês e Cardoso	ATSM
Trecho 1	10,74	9,44	8,14
Trecho 2	35,00	39,00	29,00
trecho3-parte2	13,64	12,80	10,70

A partir da verificação de todos os valores encontrados nas correlações foi definido como mais adequado os resultados apresentados pela correção de Trichês e Cardoso de 1998. Isso porquê nos trechos 1 e 3 os seus resultados apresentam valores intermediários em relação a outras das correlações testadas. Portanto, o CBR do subleito para cada um dos trechos foi definidos como:

- 1)  $CBR_{Trecho1} = 9,44$
- 2)  $CBR_{Trecho2} = 39,00$
- 3)  $CBR_{Trecho3-parte1} = 9,44$
- 4)  $CBR_{trecho3-parte2} = 12,80$

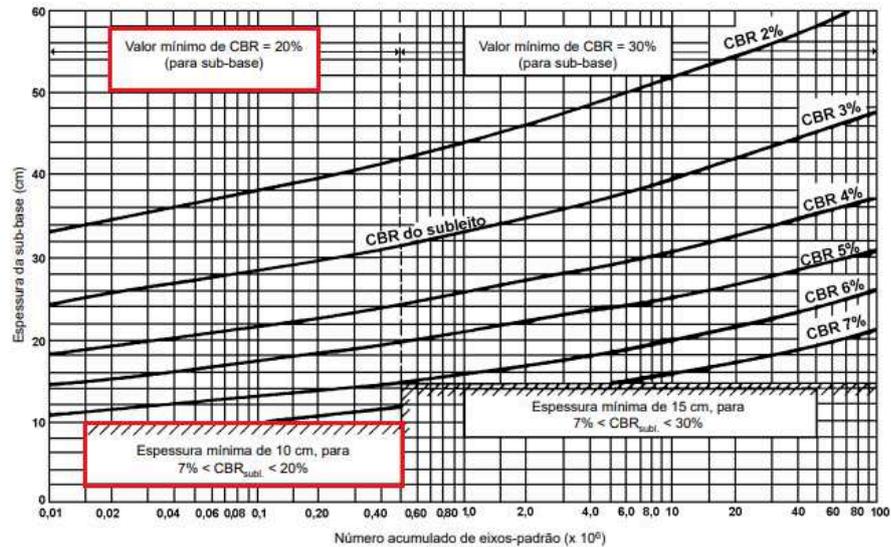
## 4.7 Dimensionamento do pavimento

Seguindo as definições apresentadas no capítulo de metodologias, as espessuras necessárias para cada uma das camadas de cada um dos três trechos são apresentadas a seguir.

### 4.7.1 Camadas de sub-base

Com base no segundo gráfico presente na metodologia do (ABCP, 1998), apresentado na figura 3 e nos valores de CBR para cada uma das sondagens:

Figura 57: Espessura necessária de sub-base para os trechos



Verifica-se que, para “N” igual a  $0,48 \cdot 10^6$  e para valores de CBR superiores a 7, é indicado espessuras de sub-base com a espessura mínima de 10 cm e feitas com material de CBR mínimo de 20%

#### 4.7.2 Camadas de base

Com base na tabela de referência para dimensionamento de bases sedimentares do (ABCP, 1999):

Figura 58: Espessura necessária de base para os trechos

Suporte do solo: valores de CBR (%)	Tráfego característico: quantidade de veículos comerciais por dia		
	até	de 5 a 10	de 10 a 20
3	37	39	42
4	28	31	33
5	22	24	26
6	18	20	21
Maior do que 7	15	15	15

Verifica-se que para valores de CBR superiores a 7, independentemente do tráfego, é indicado espessura de camada de 15 cm de base feita de brita graduada simples.

#### 4.7.3 Camada de assentamento

Com base na definição da metodologia de dimensionamento de pavimento, a camada de assentamento deve ser feita com areia grossa e com espessura de 4 cm. Segundo (ABCP, 1999), após o assentamento dos blocos de concreto e compactação do conjunto, a espessura da camada de assentamento será reduzida para cerca de 3 cm. Portanto, para a estrutura final do pavimento será considerada uma espessura de 3 cm.

#### 4.7.4 Perfis de pavimento padrão para cada trecho

Com base na verificação dos gráficos e dos valores de CBRs obtidos nos pontos das sondagens foi possível então pré-definir um perfil de pavimento padrão, conforme a figura 59

Figura 59: Novo padrão de pavimento pré-definido

Novo padrão de pavimento pré-definido		
Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada
8	Bloco de concreto	Camada de revestimento
3	Areia grossa	Camada de assentamento
15	Brita graduada	Base
10		Sub-base (CBR > 20)
-		Subleito

A partir desse padrão com 36 cm de espessura total, percebeu-se que haveria a necessidade de se fazer os seguintes ajustes nas dimensões para cada um dos trechos:

- 1) No trechos 1, com influência do DCP-02, foi primeiro escolhida a escavação de 40 cm a serem escavados, no entanto o pavimento padrão é de 36 cm de espessura, portanto as escavações devem ir até somente até 36 cm.
- 2) No trecho 2, com influência do DCP-01, ao invés de se fazer uma escavação de no

mínimo 27,7 cm para encaixar o pavimento, se faria de apenas 26 cm pois a camada de DN2<sub>D<sub>CP</sub>-01</sub> que começa nessa profundidade tem CBR de 24 e portanto pode ser utilizada como sub-base de 10 cm

3) O trecho 3 por ter influência tanto do DCP-02 quanto do DCP-03 foi dividido em duas partes. A parte 1, com influencia do DCP-02 foi tem inicio no ponto "C" e vai até o meio entre as duas sondagem, localizado a 60,5 m do ponto DCP-02. A parte 2, com influência de DCP-03 inicia-se ao fim da parte 1 e finaliza no ponto de sondagem DCP-03.

4) No trecho 3 parte 1, com influência do DCP-02, foi primeiro escolhida a escavação de 40 cm a serem escavados, no entanto o pavimento padrão é de 36 cm de espessura, portanto as escavações devem ir até 36 cm.

5) No trecho 3 parte 2, dos 39,6 cm a serem ocupados seriam preenchidos apenas 36. Para ajustar essa diferença optou-se por aumentar a espessura da camada de sub-base em 3,6 cm para não gerar confusão junto ao rearranjo do subleito por retirada da camada DN5<sub>D<sub>CP</sub>-03</sub> de solo que é incapaz de suportar as cargas do tráfego.

Sendo assim, devem ser alteradas as distâncias de escavação do trecho 1 e 3 parte 1 para 36 cm, de 2 para 26 cm e para o trecho 3-parte 2, será alterada a espessura da camada de sub-base de 10 para 13,60 cm. Essas alterações são apresentadas nas figuras 60,61,62.

Figura 60: Rearranjo de escavações e perfil do pavimento final do trecho 1 e trecho 3 parte 1

Antes da retirada das camadas			Trecho 1 e Trecho 3-Parte 1			Depois da reestruturação do pavimento		
Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada	Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada	Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada
2,5		Superfície			Superfície	8	Bloco de concreto	Camada de revestimento
10,3		DN1			DN1	3	Areia grossa	Camada de assentamento
15,1		DN2			DN2	15	Brita graduada	Base
17,1		DN3	36	subleito 1	DN3 (retirado)	10		Sub-base (CBR > 20)
7,6		DN4	7,6	subleito 2	DN4	7,6	subleito 2	DN4
14		DN5	14	subleito 3	DN5	14	subleito 3	DN5

Figura 61: Rearranjo de escavações e perfil do pavimento final do trecho 2

Trecho 2								
Antes da retirada das camadas			Depois da retirada das camadas			Depois da reestruturação do pavimento		
Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada	Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada	Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada
2,3		Superfície			Superfície			Bloco de concreto
12		DN1	26	Espaço para o novo pavimento	DN1	26	Areia grossa	Camada de assentamento
2,1		camada divergente			camada divergente		Brita graduada	Base
11,3		DN2	10	Sub-base	DN2	10	Sub-base	DN2
15,7		DN3	15,7	Subleito 1	DN3	15,7	Subleito 1	DN3
8,1		DN4	8,1	Subleito 2	DN4	8,1	Subleito 2	DN4
12,4		DN5	12,4	Subleito 3	DN5	12,4	Subleito 3	DN5

Figura 62: Rearranjo de escavações e perfil do pavimento final do trecho 3-parte2

Trecho 3-Parte 2								
Antes da remoção das camadas			Depois da remoção do DN5			Depois da reestruturação do pavimento		
Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada	Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada	Espessura (cm)	Representação	Tipo de camada
1,1		Superfície			Superfície	8	Bloco de concreto	Camada de revestimento
16,6		DN1	39,6	Espaço para o novo pavimento	DN1	3	Areia grossa	Camada de assentamento
6,8		DN2			DN2	15	Brita graduada	Base
13,4		DN3			DN3 (retirado)	13,6		Sub-base (CBR > 20)
8,1		DN4	12,4	subleito 1	DN3+DN4	12,4	subleito 1	DN3+DN4
12,4		DN5						
11,4		DN6	11,4	subleito 2	DN6	11,4	subleito 3	DN6

#### 4.7.5 Cortes transversais do pavimentos por trechos

Serão apresentados a seguir os cortes transversais de cada um pavimentos de cada um trechos, considerando que como base para a reestruturação do pavimento foram utilizados como eixos de referência os meios fios. Sendo assim, a declividade transversal dos pavimentos em tangencial foi garantida a partir da elevação do eixo central do pavimento. Já para os trechos em curva, por meio da elevação dos bordos externos à curva.

Figura 63: Corte transversal do pavimento do trecho 1

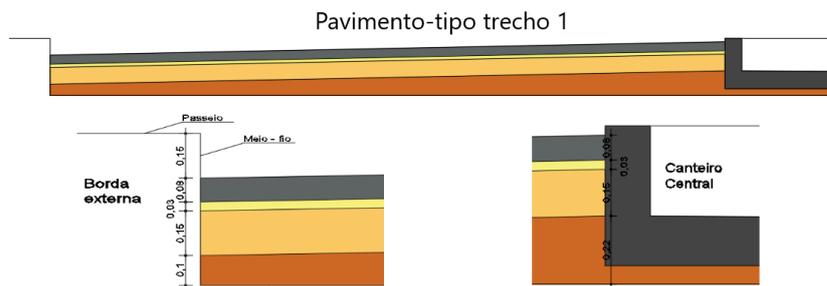


Figura 64: Corte transversal do pavimento do trecho 2

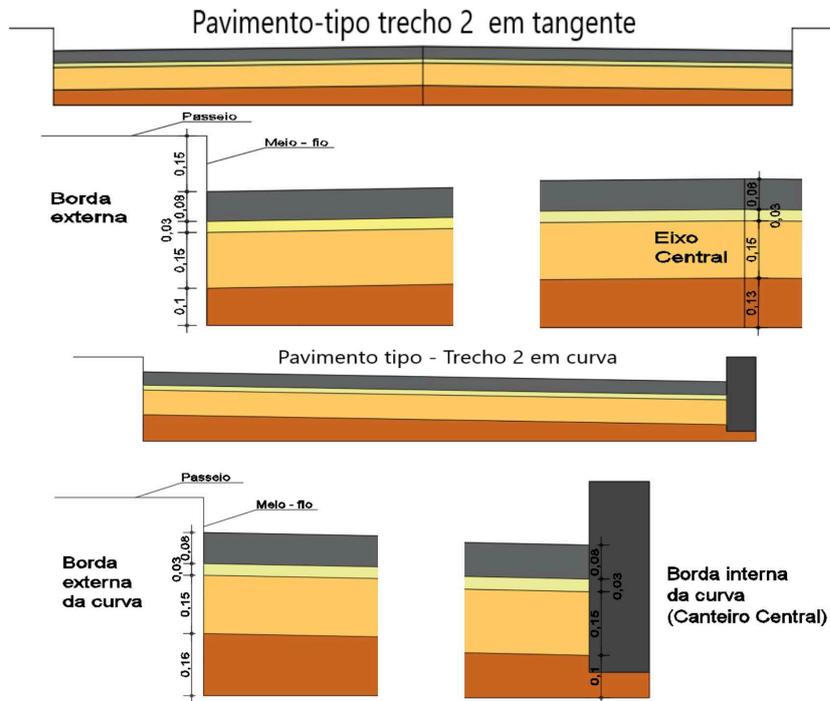


Figura 65: Corte transversal do pavimento do trecho 3 parte 1

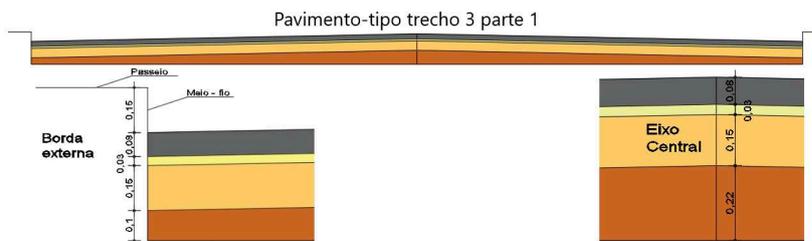
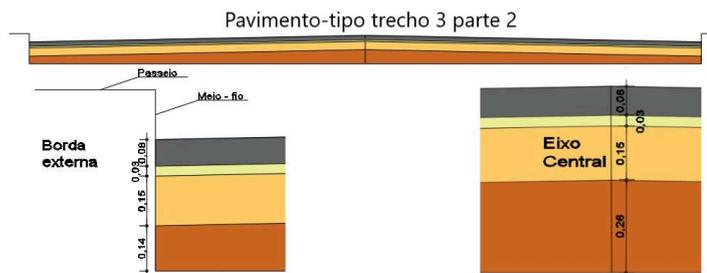


Figura 66: Corte transversal do pavimento do trecho 3 parte 2



## 5 Conclusões

Foi definido como objetivo geral para este trabalho o reconhecimento dos problemas da pavimentação de blocos intertravados de concreto existente no acesso principal do Hospital e redimensionamento do pavimento para a área considerada mais crítica, afim garantir vida útil de 20 anos para nova a estrutura.

Após as visitas ao local e as conversas com a engenheira responsável verificou-se que no pavimento é recorrente o desnivelamento e o aparecimento de depressões. Além disso, ocorriam problemas como o deslocamento e quebra dos blocos de concreto sextavados. Foi verificado que o motivo mais provável pelo qual há o surgimento de depressões seja a falha do sistema de drenagem. Quanto a quebra de blocos, foi observado que elas ocorrem porque a espessura dos blocos utilizados não é adequada para o tráfego de veículos. A espessura recomendada para o pavimento do hospital seria de 8 cm. Por fim, quanto aos deslocamentos de blocos, notou-se que eles ocorrem pela perda dos intertravamentos por consequência do surgimento das depressões e quebra dos blocos.

Quanto aos objetivos específicos:

- 1) Reconhecer a geometria do pavimento existente e verificar se há a necessidade de se fazer alterações.

Todos os requisitos geométricos mínimos foram analisados segundo o manual de projeto geométrico de travessias urbanas (DNIT, 2010). Foi verificado que a geometria existente contem algumas falhas de projeto. Como por exemplo, não oferecer o raio horizontal mínimo necessário em quase todas as curvas. O grande problema observado foi que, apesar de ser necessário alguns ajustes na sua geometria não há espaço suficiente para se trabalhar por conta da proximidade com as edificações do local.

- 2) Dimensionar o tráfego para encontrar o número "N" de demanda do tipo de veículo

padrão de 8,2t estabelecido pelo Manual de tráfego do DNER 2006 para o dimensionamento do pavimento.

O tráfego foi dimensionado e chegou-se a um valor de  $4,8 \cdot 10^5$  solicitações.

3) Realizar o estudo geotécnico do solo para o dimensionamento do pavimento.

O estudo geotécnico foi realizado com base nos resultados das sondagens com penetrômetro dinâmico de cone (DCP). Para a obtenção dos valores de CBR foi utilizado a correlação de Trichês e Cardoso (1998) "in situ", segundo (FONTES, 2001).

Durante o desenvolvimento do trabalho foi considerado a existência de 5 camadas de solos diferentes nas sondagens DCP-01 e DCP-02. No entanto, após o desenvolvimento do trabalho, verificou-se que as pequenas variações de ângulos existentes nas sondagens na realidade podem ser resultado da variabilidade no grau de compactação de um mesmo tipo de solo ou até mesmo da sua saturação por água. Portanto poderia ser avaliado considerar a presença de apenas um tipo de solo com 5 variações de grau de compactação ou até mesmo saturação. Isso também ocorre nos resultados DCP-03, porém ao invés de 5 camadas, foram consideradas 6.

4) Realizar o estudo do sistema de drenagem pluvial existente no local.

Durante as visitas foi verificado a existência de partes de um sistema de drenagem pluvial de galerias que desaguam as águas pluviais em dois prováveis pontos: No lago existente no terreno e também no Rio Sertão que passa por trás do complexo de prédios do hospital. Por conta das declividades longitudinais, as águas do trecho 3 são direcionadas ao lago, e do trecho 1 e 2 para o Rio.

As bocas de lobo dimensionadas são do tipo simples ou lateral sem grelha com 12 cm e altura e 1 m de comprimento. Foram dimensionadas assim para garantir que haja o escoamento de água necessário mesmo que sejam instaladas grelhas verticais.

Foi verificado que em épocas chuvosas o lençol freático é elevado e fica entre 1 m a 1,5 m abaixo da superfície, isso indica a necessidade de instalação de um sistema de drenagem profunda que consiga rebaixar e manter o nível do lençol sempre a uma profundidade de 1,5 m abaixo da subleito do pavimento.

5) Apresentar novo dimensionamento do pavimento de blocos intertravados para a área de estudo.

No capítulo de resultados foram apresentados 5 perfis de pavimento-tipo: para o trecho 1, 2 em tangente, 2 em curva, 3 parte 1 e por fim 3 parte 2. Entende-se, no entanto, que na prática a implantação de 5 padrões diferentes de pavimento não seria viável e ainda abriria espaço para erros de construção. Portanto, considerou-se mais adequado a escolha e implantação de apenas 1 dos perfis dos pavimentos-tipo em toda a área de estudo.

O pavimento-tipo mais adequado para homogenizar toda a pavimentação seria o pavimento tipo 3 - parte 2. Por ser mais robusto esse perfil de pavimento garante menor chance de falha durante a vida útil que foi prolongada para 20 anos. Além disso, para sua implantação seria necessário escavações um pouco mais profundas, até 39,6 cm, o que facilitaria o encontro de pontos de surgimento de água do lençol freático que precisam ser tratados para evitar o saturamento do pavimento em épocas chuvosas por conta da elevação do lençol freático.

Por fim, foram encontradas algumas dificuldades durante a realização deste trabalho:

- 1) Notou-se que o estudo geotécnico poderia ser melhor desenvolvido a partir da realização de um maior número de sondagens. Foi observado, por exemplo, que os resultados apresentados na sondagem DCP-02 estavam muito altos e que provavelmente são inconsistentes. O ideal seria a realização de pelo menos uma sondagem próxima a esta para verificar os resultados. Notou-se também que a realização de ensaios de laboratório é fundamental para o completo reconhecimento do subleito.
- 2) Foi observado que a falta de informações a respeito do sistema de drenagem existente dificultou a tomada de decisões durante o desenvolvimento do trabalho.

## 6 Anexos

### 6.1 Anexo A

Figura 67: Capacidade de esgotamento das boca de lobo simples em ponto intermediário (DNIT/IPR-724)

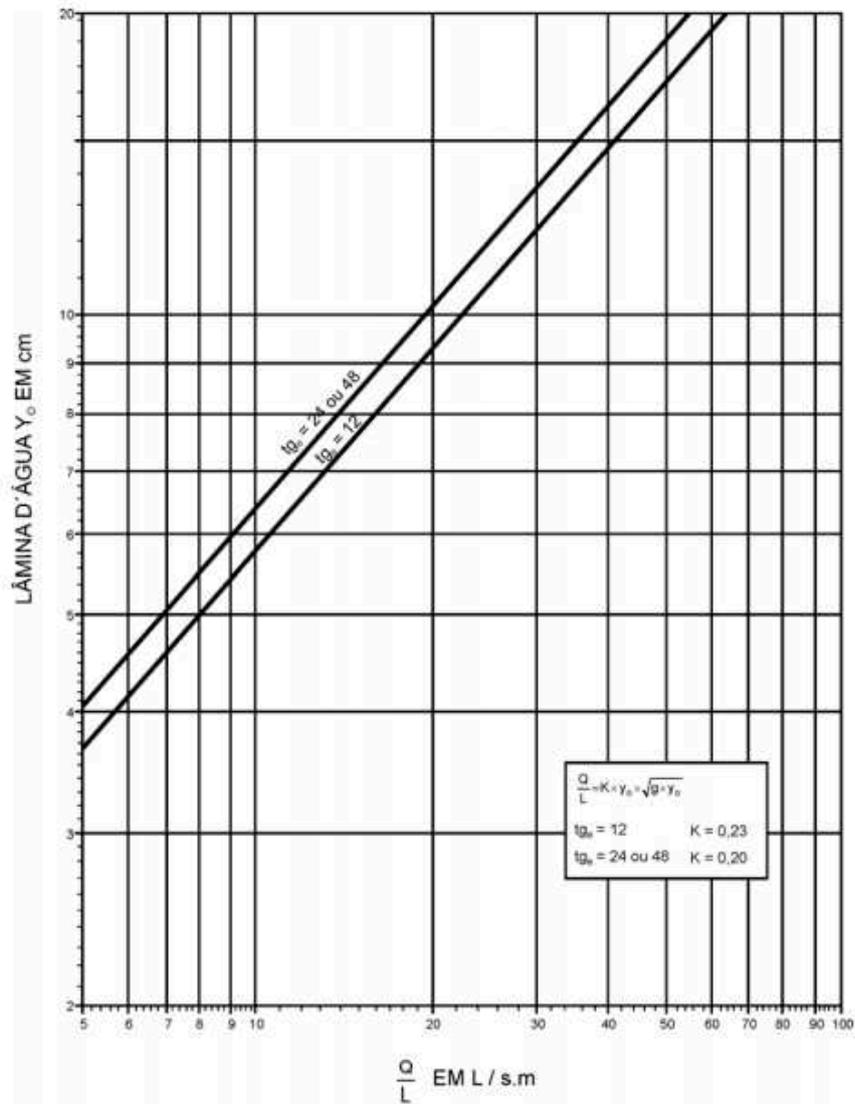
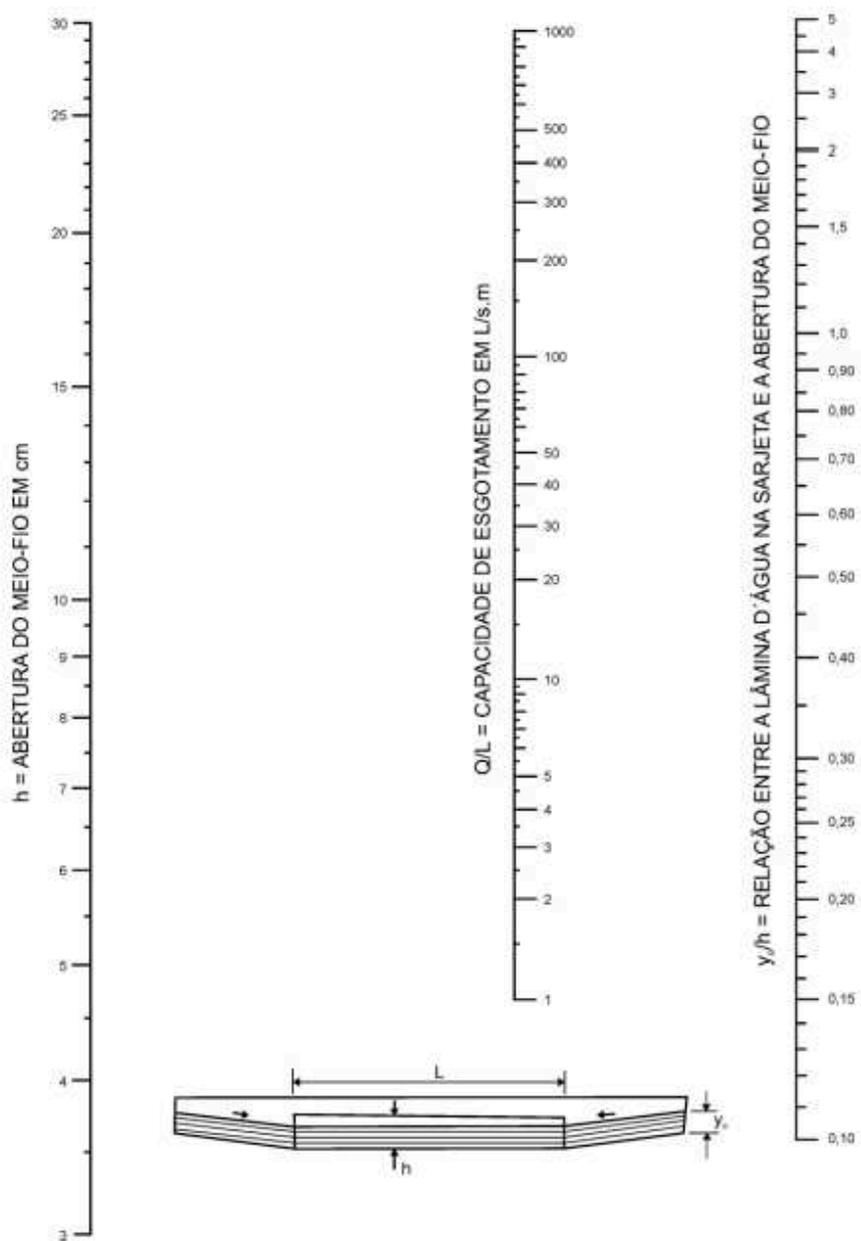


Figura 68: Capacidade de esgotamento das boca de lobo simples em ponto abaixo da sarjeta(DNIT/IPR-724)



## Referências

- ABCP. *Estudo técnico 27*. Quarta edição. São Paulo, 1998. Associação Brasileira de Cimento Portland.
- ABCP. *Boletim técnico de número 135*. São Paulo, 1999. Associação Brasileira de Cimento Portland.
- ABCP. *Manual de pavimento intertravado: Passeio público*. Primeiro edição. São Paulo, 2010. Associação Brasileira de Cimento Portland.
- ABNT. *NBR-9895*. [S.l.], 2016. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9895 - Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio.
- Araújo et. al, C. M. S. *Especificações e Procedimentos de Sondagem à Percussão de Simples Reconhecimento – SPT*. , 2019.
- ATSM/D-6951. *Norma Americana - D-6951*. [S.l.]. ASTM - American Society for Testing and Materials. D-9561 - Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.
- Back et. al, Á. J. *EQUAÇÕES DE CHUVAS INTENSAS PARA O ESTADO DE SANTA CATARINA*. , 2011.
- Bastos, E. K. X. *Boletim de expectativas*. [S.l.], 2020.
- Cavalcanti et. al., M. A. *Cenários macroeconômicos para o período 2020-2031*. [S.l.], 2018. Instituto Pesquisa Econômica Aplicada.
- Cidade de São Paulo. *IP - 06/2004 Dimensionamento de pavimentos com blocos intertravados de concreto*. [S.l.], 2011.
- DNER. *DNER-ME 049/94*. [S.l.], 1994. DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - Método de Ensaio - Solos - determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas.
- DNIT. *Manual de projeto geométrico de travessias urbanas*. Rio de Janeiro, 2010. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Publicação IPR - 740.
- DNIT/IPR-719. *Manual de pavimentação*. Rio de Janeiro, 2006. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Publicação IPR - 719.
- DNIT/IPR-723. *Manual de estudo de tráfego*. Rio de Janeiro, 2006. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Publicação IPR - 723.
- DNIT/IPR-724. *Manual de drenagem de rodovias*. Rio de Janeiro, 2006. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Publicação IPR - 724.

Fontes, L. P. T. d. L. *CONTRIBUIÇÃO À INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE VIAS URBANAS NÃO PAVIMENTADAS ATRAVÉS DO EMPREGO DO PENETRÔMETRO DINÂMICO DE CONE*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 2001.

MnROAD. *User guide to dynamic cone penetrometer*. Maplewood, 2020. MnROAD - Minnesota Department of Transportation Road Research.

Santos, J. V. d. *APLICAÇÃO DE SIG PARA ANÁLISE DO PERFIL GEOLÓGICOGEOTÉCNICO DO CAMPUS SEDE DA UFSC E ELABORAÇÃO DE CARTAS DE APTIDÃO PARA FUNDAÇÕES UTILIZANDO SONDAGEM SPT*. Dissertação (mathesis) — Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, dez. 2016.

Soares et. al., J. B. *CONSIDERAÇÕES SOBRE A DETERMINAÇÃO DO FATOR DE VEÍCULO NO CÁLCULO DO NÚMERO N.* , 2015.