

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG

ENGENHARIA CIVIL

MIKAEU GOMES

**DIMENSIONAMENTO DA PAVIMENTAÇÃO EM BLOCOS INTERTRAVADOS DE
CONCRETO PRÉ-MOLDADOS EM DUAS VIAS LOCAIS E DO SISTEMA DE
MICRODRENAGEM DO BAIRRO ESPLANADA EM SÃO GONÇALO DO
SAPUCAÍ – MG**

VARGINHA

2017

MIKAEU GOMES

**DIMENSIONAMENTO DA PAVIMENTAÇÃO EM BLOCOS INTERTRAVADOS DE
CONCRETO PRÉ-MOLDADOS EM DUAS VIAS LOCAIS E DO SISTEMA DE
MICRODRENAGEM DO BAIRRO ESPLANADA EM SÃO GONÇALO DO
SAPUCAÍ – MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS/MG como
pré-requisito para obtenção do grau de bacharel sob a
orientação da Prof.^a Me. Luana Bernardete Dariva.

VARGINHA

2017

MIKAEU GOMES

**DIMENSIONAMENTO DA PAVIMENTAÇÃO EM BLOCOS INTERTRAVADOS DE
CONCRETO PRÉ-MOLDADOS EM DUAS VIAS LOCAIS E DO SISTEMA DE
MICRODRENAGEM DO BAIRRO ESPLANADA EM SÃO GONÇALO DO
SAPUCAÍ – MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS/MG, como
pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela
Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Prof.^a Me. Luana Bernardete Dariva

Prof.

Prof.

OBS.:

Este trabalho dedico a todos que contribuíram
direta ou indiretamente em minha formação
acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos:

Agradeço ao meu Deus criador do Céu e da Terra, o qual sem Ele e antes dEle nada do que existe haveria sido feito e por intermédio de Seu Filho Jesus, trouxe salvação aos cativos.

Ao meu pai Miguel e minha mãe Célia que me ajudaram com seus “empurrões” todas as vezes que quis abandonar a faculdade no início e também por terem me incentivado a buscar um futuro quando eu nem acreditava que poderia alcançar alguma coisa. Agradeço minha família em geral, e também a minha querida noiva Micaela e todas as orações que estes mantiveram por mim durante todo esse tempo.

A orientadora Prof.^a Me. Luana Bernardete Dariva, pelo papel fundamental neste trabalho. Agradeço por me orientar e avaliar meu trabalho conforme seus conhecimentos de aplicação.

A todos os professores do curso de Engenharia Civil do UNIS-MG que contribuíram diretamente para meus conhecimentos. Aos profissionais técnicos da Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí que foram meus supervisores técnicos durante meu primeiro estágio. Aos engenheiros da empresa Solo Projetos Logísticos que também foram meus supervisores do segundo estágio. Ambos profissionais contribuíram diretamente para melhoria dos meus conhecimentos, me deram oportunidades de compreender melhor meu campo de atuação. Agradeço também aos meus amigos e toda igreja que orou por mim. Sou muito grato a todos.

“ Porque eu bem sei os pensamentos que tenho a vosso respeito, diz o Senhor; pensamentos de paz, e não de mal, para vos dar o fim que esperais. Então me invocareis, e ireis, e orareis a mim, e eu vos ouvirei. E buscar-me-eis, e me achareis, quando me buscardes com todo o vosso coração.”

Bíblia Sagrada - Jeremias cap.29, versos: 11-13.

RESUMO

As ruas e estradas têm função de prover o fluxo de pessoas e veículos para dar acesso a mercadorias e qualquer outro tipo de serviço que dependa desse meio. Quando não existe o funcionamento correto do fluxo é de interesse social e técnico que haja manutenção ou melhorias para que a operação desse sistema básico seja efetuada. Diante disso, houve interesse em analisar duas ruas no município de São Gonçalo do Sapucaí em Minas Gerais. O local de estudo tem gerado prejuízo para os moradores circunvizinhos e para o transporte comercial local. Esses trechos não possuem pavimentação ou algum tratamento adequado da superfície, sendo assim, o solo está diretamente exposto ao ambiente. Logo, na pesquisa, foram tomadas medidas técnicas para analisar o solo do local, identificando sua qualidade e seu conceito de funcionamento como subleito para um projeto de pavimentação e, a análise também contemplou um estudo sobre a capacidade atual do sistema de drenagem e se há necessidade de manutenção. Depois da análise de solo e feito um diagnóstico de drenagem, foi dimensionado um projeto de pavimentação em blocos intertravados de concreto pré-moldados e também um projeto de drenagem para a área influenciada circunvizinha, com objetivo de estabelecer o bom funcionamento socioeconômico, ambiental, técnico e seguro para as famílias que vivem no bairro. A pavimentação foi projetada conforme um método muito utilizado no Brasil, apresentado pela ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), e o sistema de drenagem foi projetado para complementar dispositivos que faltavam, substituir os que não atendem à demanda e para estabelecer funcionamento onde não há presença de dispositivos. Com a presença desses projetos, há uma grande expectativa no pleno funcionamento caso sejam executados.

Palavras-chave: Pavimento intertravado. Pavimento semi-flexível. Projeto de microdrenagem.

ABSTRACT

The streets and roads have the function of providing the flow of people and vehicles to give access to goods and any other type of service that depends on that environment. When there is no correct functioning of the flow, it is of social and technical interest that there are maintenance or improvements for the operation of this basic system to be carried out. Given this, it was interesting to analyze two streets in the municipality of São Gonçalo do Sapucaí in Minas Gerais. The study site has generated damage to the surrounding residents and local commercial transportation. These stretches do not have pavement or some adequate surface treatment, so the soil is directly exposed to the environment. Therefore, in the research, technical measures were taken to analyze the soil of the site, identifying its quality and its concept of functioning as a basis for a paving project and the analysis also contemplated a study on the current capacity of the drainage system and if there is a need Maintenance. After soil analysis and a drainage diagnosis, a paving project was designed on interlocked precast concrete blocks and also a drainage project for the surrounding area, with the objective of establishing good socioeconomic, environmental and technical functioning And safe for families living in the neighborhood. The paving was designed according to a method widely used in Brazil, presented by ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), and the drainage system was designed to complement missing devices, to replace those that do not meet demand and to establish operation where there is no Presence of devices. With the presence of these projects, there is a great expectation in the full operation if they are installed.

Keywords: *Interlocked floor. Semi-flexible floor. Microdrain Project.*

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABMS	Associação Brasileira de Mecânica dos Solos
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
ASTM	American Society for Testing and Materials
CBR	California Bearing Ratio
CCA	Concrete and Cement Association
CCAA	Cement and Concrete Australian Association
CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica
DER-SP	Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra - Estrutura de Transportes
FWD	Falling Weight Deflectometer
GC	Grau de Compactação
h	Hora
HRB	Highway Research Board
ICPI	Interlocking Concrete Pavement Institute
IG	Índice de Grupo
IP	Índice de Plasticidade
ISC	Índice de Suporte Califórnia
ISS	Índice de Suporte do Subleito
ISSMFE	International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering
kN	Quilonewton
LC	Limite de Contração
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
m	Metro
min	Minuto
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical

mm	Milímetro
m ²	Metro quadrado
m ³	Metros cúbico
NBR	Norma Brasileira de Regulamentação
NCMA	National Concrete Masonry Association
PCA	Portland Cement Association
SBCS	Sociedade Brasileira de Ciência do Solo (SBCS)
SIG	Sistema de Informações Geográficas
UFV	Universidade Federal de Viçosa
URCI	Unsurfaced Road Condition Index

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Ábacos para classificação URCI	29
Figura 2 - Atoleiros	30
Figura 3 - Excesso de pó em estrada de terra	31
Figura 4 - Pista derrapante.....	32
Figura 5 - Buracos	34
Figura 6 - Erosão em ravina	35
Figura 7 - Massa específica aparente seca máxima x umidade ótima.....	37
Figura 8 - Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo.....	39
Figura 9 - Limites de Atterberg dos solos	42
Figura 10 - Esquema do aparelho de Casagrande para determinação do LL	43
Figura 11 - Estados críticos do solo	44
Figura 12 - Deformação em pavimento flexível.....	48
Figura 13 – Deformação em pavimento rígido.....	49
Figura 14 - Esquema de seção transversal do pavimento.....	51
Figura 15 - Esquema de divisão de bases e sub-bases flexíveis e semi-rígidas	53
Figura 16 - Esquema dos pavimentos.....	55
Figura 17 - Estrutura típica do pavimento de peças pré-moldadas de concreto	58
Figura 18 - Tipos de Intertravamento existente.....	59
Figura 19 - Formatos típicos das peças com intertravamento horizontal	61
Figura 20 - Efeito da espessura das peças no desempenho do pavimento sob solicitação do tráfego.....	61
Figura 21 - Exemplos de peças de Intertravamento Vertical.....	61
Figura 22 - Efeito da espessura da camada de areia de assentamento no desempenho do pavimento	63
Figura 23 - Influência do efeito combinado das espessuras do revestimento e da base no desempenho do pavimento, para a forma geométrica das peças pré-moldadas de concreto indicada no gráfico	64
Figura 24 - Efeito progressivo do intertravamento em função do carregamento inicial do pavimento	73
Figura 25 - Diagrama de pressão aplicada ao subleito	74
Figura 26 - Sobrecarga por eixo x redução da vida útil.....	75

Figura 27 - Fluxo de dimensionamento empírico para tráfego leve – Pedestres e carros leves	76
Figura 28 - Fluxo de dimensionamento empírico de peças pré-moldadas de concreto para tráfego leve – veículos leves e poucos veículos pesados.....	77
Figura 29 - Esquema de transmissão de cargas em blocos – II – e seção transversal mostrando o recalque sob o bloco – I e os blocos – II	78
Figura 30 - Sarjeta	91
Figura 31 - Combinação de sarjetas compostas.....	92
Figura 32 - Sarjetão	93
Figura 33 - Boca de lobo simples e boca de lobo com grelha.	93
Figura 34 - Boca de lobo combinada.....	94
Figura 35 - Tubo de ligação.....	95
Figura 36 - Elementos hidráulicos.....	98
Figura 37 - Elementos hidráulicos característicos das seções circulares.....	100
Figura 38 - Alinhamento dos condutos	102
Figura 39 – Galeria e poço de visita.....	102
Figura 40 - Detalhamento de um poço de visita.....	103
Figura 41 - Meio-fio em concreto.....	104
Figura 42 - Fluxograma de programação de trabalho.....	105
Figura 43 - Trechos em estudo	107
Figura 44 - Local das coletas de amostras.....	108
Figura 45 - Trechos estudados.....	112
Figura 46 - Medição de defeitos - Rua Sebastião Oliveira de Guimarães - Trecho 01	113
Figura 47 - Determinação do índice URCI da Seção do Trecho 01	114
Figura 48 - Medição de defeitos - Rua Alair Jorge Carvalho - Trecho 02	115
Figura 49 - Determinação do índice URCI da Seção do Trecho 02	116
Figura 50 - Topografia local.....	117
Figura 51 - Mapa de Solos do Brasil	118
Figura 52 - Curva de compactação - Trecho 01	119
Figura 53 – Curva de compactação - Trecho 02.....	121
Figura 54 - Ensaio de compactação.....	123
Figura 55 - Ensaio para os limites de Atterberg	124
Figura 56 - Ensaio de granulometria	124

Figura 57 - Pavimento dimensionado conforme método empírico apresentado por Cook (1996)	127
Figura 58 - Pavimento dimensionado conforme método proposto pela Associação Espanhola (1997)	131
Figura 59 - Pavimento considerado para este trabalho, conforme método ABCP	132
Figura 60 - Perfil transversal dos trechos: Trecho (01) e Trecho (02) – Detalhe do pavimento	133
Figura 61 - Parâmetros da equação - Relatório do Plúvio 2.1	134
Figura 62 - Patologias resultantes.....	137
Figura 63 - Local de saída de águas pluviais no Bairro Esplanada	137
Figura 64 - Projeto das sarjetas nos 2 Trechos em estudo.....	138
Figura 65 - Projeto das sarjetas nos 2 Trechos em estudo.....	139
Figura 66 - Projeto das sarjetões	139
Figura 67 - Corte transversal da galeria.....	140
Figura 68 - Corte transversal da boca de lobo	141
Figura 69 - Corte transversal da Rua Jorge Boueri - Detalhe do tubo de ligações ao poço de visita (PV-04)	141
Figura 70 - Poço de visita (modelo de projeto)	142
Figura 71 - Perfil longitudinal da Rua Jorge Boueri onde deverá instalar as galerias	143
Figura 72 - Perfil transversal da Rua Jorge Boueri no PV-06.....	143
Figura 73 - Esquema típico de seção transversal de dispositivos de captação	143

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação de Estradas Não Pavimentadas	28
Tabela 2 - Nível de severidade de sessão transversal inadequada.....	30
Tabela 3 - Nível de severidade das ondulações	31
Tabela 4 - Nível de severidade de poeira	32
Tabela 5 - Nível de severidade de afundamento de trilhos de rodas	33
Tabela 6 - Nível de severidade de segregação de agregados.....	33
Tabela 7 - Nível de severidade de ocorrência de buracos	34
Tabela 8 - Nível de severidade da drenagem lateral inadequada	35
Tabela 9 - Limite das frações do solo pelo tamanho dos grãos	40
Tabela 10 - Índices de Atterberg, de alguns solos brasileiros	43
Tabela 11 - Comparativos dos Pavimentos – Rígido X Flexível	50
Tabela 12 - Bloquetes x asfalto x paralelepípedo.....	57
Tabela 13 - Coeficiente de Equivalência Estrutural (K).....	65
Tabela 14 - Índice de Grupo x Índice de Suporte.....	66
Tabela 15 - Categorias de Tráfego para pavimentos	76
Tabela 16 - Resultados obtidos por Tucci (2000) em simulador de chuva	89
Tabela 17 - Coeficiente de rugosidade de Manning “n”	91
Tabela 18 - Fatores de redução de escoamentos das sarjetas	92
Tabela 19 - Fator de redução do escoamento para bocas de lobo	97
Tabela 20 - Parâmetros utilizados em canais e/ou seção circular das galerias de águas pluviais	99
Tabela 21 - Recobrimento mínimo das galerias	101
Tabela 22 - Declividade mínima de galerias	101
Tabela 23 - Tabela da dimensão A em função do diâmetro maior.....	102
Tabela 24 - Espaçamentos dos poços de visitas em metros	103
Tabela 25 - Dados dos trechos.....	112
Tabela 26 - Classificação dos defeitos	113
Tabela 27 - Classificação dos defeitos	115
Tabela 28 - Dados topográficos da bacia estudada.....	118
Tabela 29 - Ensaio de compactação - Trecho 01	119
Tabela 30 - Ensaio de compactação - Trecho 02.....	121

Tabela 31 - Resultados do ensaio de granulometria e limites de Atterberg - Trecho 01 e Trecho 02	123
Tabela 32 - Resultados dos ensaios de caracterização realizados ao longo do subleito estradal	126
Tabela 33 - Volume de tráfego/dia e porcentagem de veículos no Trecho 01 e Trecho 02 ...	128
Tabela 34 - Cargas médias por eixo	129
Tabela 35 - Fatores de equivalência de operações para eixos simples	129
Tabela 36 - Fator veículo para veículos leves	130
Tabela 37 - Determinação do fator veículo FV	130
Tabela 38 - Coeficientes de deflúvio para áreas descritas no estudo	135
Tabela 39 - Coeficiente de “runoff” para áreas calculadas	135
Tabela 40 - Dimensões das sarjetas	139
Tabela 41 - Dimensões dos sarjetões	139
Tabela 42 - Dimensões das galerias	140
Tabela 43 - Dimensões das bocas de lobo	141
Tabela 44 - Dimensões dos tubos de ligações	142
Tabela 45 - Dimensões dos poços de visitas	142

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Sistema de Classificação da AASHTO	46
Quadro 2 - Coeficientes de escoamento superficial ou coeficiente de “runoff” - método racional	89
Quadro 3 - Planilha de avaliação e inspeção da seção	114
Quadro 4 - Planilha de avaliação e inspeção da seção	116
Quadro 5 – Resultados do ensaio de compactação em campo do Trecho 01	120
Quadro 6 – Resultados do ensaio de compactação em campo do Trecho 02.....	122
Quadro 7 - Orçamento de obras com referências do SINAPI	145

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	22
1.1 Objetivos.....	22
1.1.1 Objetivo geral	22
1.1.2 Objetivos específicos.....	23
1.2 Justificativa	23
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1 Estradas não pavimentadas	24
2.2 Terminologia básica	25
2.3 Solo.....	25
2.4 Geotecnia dos solos	26
2.4.1 Solo tropical.....	26
2.4.2 Solo superficial ou pedogenético.....	27
2.4.3 Solo laterítico.....	27
2.4.4 Solo saprolítico	27
2.5 Patologias em estradas não-pavimentadas	28
2.6 Avaliação das condições da estrada – Método URCI.....	28
2.6.1 Ondulações, rodeiros e atoleiros.....	30
2.6.2 Areiões de espigão.....	31
2.6.3 Areiões de baixada.....	31
2.6.4 Excesso de pó na pista	31
2.6.5 Rocha aflorante.....	32
2.6.6 Pista derrapante.....	32
2.6.7 Afundamento de trilho de rodas “Costelas de vaca”	33
2.6.8 Segregação lateral.....	33
2.6.9 Buracos	34

2.6.10 Erosões em ravina – Drenagem ineficiente	34
2.7 Identificação dos solos por meio de ensaios	35
2.7.1 Compactação	36
2.7.2 Análise granulométrica.....	39
2.7.3 Limites de Atterberg.....	41
2.7.4 Índice de grupo	44
2.7.5 Sistema de classificação HRB adotado pela AASHTO	45
2.8 Pavimentos	47
2.8.1 Generalidades	47
2.8.2 Classificação dos pavimentos.....	47
2.8.3 Pavimentos flexíveis.....	48
2.8.4 Pavimentos rígidos	49
2.8.5 Peculiaridades das camadas de um pavimento	50
2.8.6 Bases flexíveis	52
2.8.7 Revestimentos.....	54
2.9 A estrutura do pavimento de blocos de concreto pré-moldados	56
2.9.1 Característica do Intertravamento das peças pré-moldadas de concreto	58
2.9.2 Camada de Peças Pré-moldadas de Concreto.....	59
2.9.3 Peças com intertravamento horizontal.....	60
2.9.4 Peças com Intertravamento Vertical (com ou sem intertravamento horizontal)	60
2.9.5 Colchão de Areia	62
2.9.6 Influência da espessura do colchão de areia.....	62
2.9.7 Demais camadas do pavimento de peças pré-moldadas de concreto e subleito.....	63
2.10 Coeficiente de Equivalência Estrutural (k)	64
2.11 Índice de Suporte Califórnia (Califórnia Bearing Ratio)	65
2.12 Avaliação dos principais métodos de dimensionamento do pavimento intertravado.....	66

2.13 Critérios gerais utilizados nos procedimentos de dimensionamento	69
2.14 Carga sobre o pavimento	73
2.15 Dimensionamento para tráfego leve	75
2.15.1 Cálculo da parcela de carga transmitida ao terro (q1).....	77
2.15.2 Cálculo da espessura do pavimento.....	79
2.16 O sistema de drenagem urbana	81
2.17 Planejamento de drenagem urbana	82
2.18 Sistema da microdrenagem.....	83
2.19 Precipitações máximas	84
2.20 Dados de chuva	84
2.20.1 Características principais.....	85
2.20.2 Método Racional – Determinação de vazão máxima	85
2.20.3 Bacia de contribuição ou bacia hidrográfica	86
2.20.4 Intensidade da chuva	86
2.20.5 Tempo de escoamento superficial	87
2.20.6 Tempo de concentração	87
2.20.7 Tempo de retorno.....	88
2.20.8 Coeficiente de deflúvio.....	88
2.21 Dispositivos de drenagem.....	90
2.21.1 Sarjetas e Sarjetões	90
2.21.2 Bocas de lobo	93
2.21.3 Galerias.....	97
2.21.4 Poços de visitas.....	102
2.21.5 Meios-fios.....	103
3 METODOLOGIA.....	105
3.1 Direção de pesquisa	106
3.2 Estudo de caso.....	106

3.3 Objeto de estudo	106
3.4 Classificação do solo, capacidade do subleito e pavimentação	107
3.5 Microdrenagem, vazão de projeto e dimensionamento de dispositivos.....	109
4 RESULTADOS	112
4.1 Avaliação pelo método URCI	112
4.2 Topografia do local.....	117
4.3 Caracterização dos solos	118
4.3.1 Identificação pedológica.....	118
4.3.2 Ensaio de compactação.....	119
4.3.3 Ensaio de granulometria e limites de Atterberg	123
4.3.4 Classificação geotécnica - Highway Research Board (HRB)	125
4.3.5 Capacidade de Suporte do Subleito	125
4.4 Dimensionamento do pavimento	127
4.4.1 Dimensionamento conforme o método considerado para este trabalho	131
4.4.2 Previsão de custo do material utilizado	133
4.5 Drenagem local	134
4.5.1 Diagnóstico da drenagem	136
4.6 Dimensionamento dos dispositivos de drenagem.....	137
4.7 Orçamento das obras	144
5 CONCLUSÃO.....	146
REFERÊNCIAS	147
APÊNDICE A - Ábacos URCI para cada defeito.....	155
APÊNDICE B - Granulometria e limites de Atterberg	157

APÊNDICE C – Memorial de Cálculo – Dispositivos de drenagem.....	161
APÊNDICE D – Memorial descritivo.....	186
APÊNDICE E – Projeto de pavimentação de blocos intertravados de concreto e microdrenagem.....	191

1 INTRODUÇÃO

O principal meio de transporte no Brasil é o modal rodoviário, segundo a Agência Nacional de Transportes Terrestres – ANTT, 76% dos transportes são constituídos por transportes interestaduais e no que se diz respeito aos transportes intermunicipais esse valor é muito superior. No transporte de cargas esse valor chega aos 60%, tornando o país um grande dependente de boa infraestrutura rodoviária para garantir a economia e a mobilidade.

De acordo com Baesso e Gonçalves (2003), existem quatro critérios de classificação de vias, visando sua administração (federal, estadual, municipal e particular); visando sua função (arterial, coletora e local); visando suas características estruturais (pavimentada, não pavimentada, com pista simples ou dupla); e por último seu padrão técnico (envolvendo vários dados, como largura da via, raio de curvatura, declividade de rampa entre outros dados).

Como estudo para este trabalho, existem duas ruas municipais de função local, não pavimentadas na cidade de São Gonçalo do Sapucaí/MG, no bairro Esplanada, denominadas Rua Sebastião Oliveira de Guimarães (Trecho 01) e Rua Alair Jorge Carvalho (Trecho 02) que foram submetidas a análises para avaliar a qualidade do solo como subleito das mesmas e logo, de acordo com os resultados, se direcionar para um projeto de pavimentação, visando solucionar os problemas gerados no local decorrentes da falta de manutenção. A má operação das vias que consequentemente prejudicam o sistema de drenagem, também devem ser submetidos a um projeto de microdrenagem, após avaliar as condições das mesmas. As condições do local de estudo deve estar em pleno funcionamento, e os estudos devem ser realizados com critérios consideráveis à fim de que se alcance o objetivo deste trabalho.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é realizar avaliações técnicas para compreender a qualidade do solo como subleito de pavimentação de duas vias locais na zona urbana do município de São Gonçalo do Sapucaí/MG, no bairro Esplanada. Como objetivo também será verificado as condições atuais do sistema de drenagem. Logo com os resultados, partir para os projetos para os quais foram realizadas as análises.

1.1.2 Objetivos específicos

- Realizar uma revisão bibliográfica;
- Identificar a condição do solo como subleito de um pavimento urbano;
- Identificar a necessidade, a capacidade e a existência de dispositivos de drenagem nas vias;
- Realizar um projeto de pavimentação de blocos intertravados de concreto pré-moldados;
- Realizar dimensionamento de dispositivos hidráulicos para funcionamento pleno do sistema de microdrenagem.

1.2 Justificativa

As vias locais dos municípios são fundamentais, não apenas para veículos, mas também para a mobilidade das pessoas. Em muitos municípios não é levado em consideração os problemas gerados em trechos isolados, como geralmente acontece em uma via local num bairro afastado.

Em uma comunidade, para o funcionamento integral de mobilidade e permanência é necessário que sistemas básicos estejam em pleno funcionamento, a saber, são os sistemas: energia elétrica, abastecimento suficiente de água, ruas pavimentadas e preparadas para suportar o fluxo de veículos e de águas pluviais bem como os dispositivos para escoamento dessas águas.

De acordo com a Lei nº 11.445/2007 alguns dos serviços públicos de saneamento básico definidos no artigo 2º são: esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo dos resíduos sólidos realizados de formas adequadas à saúde pública e à proteção do meio ambiente. A responsabilidade desses serviços é do município.

Segundo os moradores, cerca de 60, constataram que os principais problemas são: surgimento frequente de buracos, erosões, deformações, em dias chuvosos formação de lama e grandes correntezas e muita poeira nos dias secos. Com a implantação de sistemas básicos haverá melhoria na qualidade de vida, mobilidade viável para o tráfego de pessoas e veículos em dias chuvosos, menos riscos de doenças transmitidas por águas de enxurradas e água parada, melhoria na transição de veículos comerciais para realização de serviços e menos prejuízos socioeconômicos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estradas não pavimentadas

De acordo com Nunes (2003), as estradas não pavimentadas são aquelas que não possuem qualquer tipo de revestimento adequado para sua estabilidade estrutural, possuindo no máximo camadas de materiais granulosos para sua manutenção ao longo do seu uso. Grande parte dessas estradas ou até pequenas vias de acesso são de locais mais isolados como bairros de extremidades municipais ou zonas rurais dos municípios, geralmente adequadas por moradores locais ou passado por uma adequação simples pela legislação local.

Segundo Nunes (2003), os principais problemas dessas vias são a suscetividade a processos erosivos, a formação de lama em dias chuvosos, o escoamento superficial de águas pluviais com muitos sedimentos, que resultam no aparecimento de buracos e no entupimento das bocas de lobo.

Segundo Baesso e Gonçalves (2003), a manutenção dessas estradas deve ser realizada adequadamente e com frequência para reduzir os custos de reconstrução a longo prazo. Deste modo, a manutenção periódica deve incluir, entre outros serviços, uma conformação da pista de rolamento, recomposição de pequenos segmentos onde o revestimento se encontra deficiente, limpeza das obras de drenagem, o reparo ou inclusão de dispositivos de proteção as saídas de drenagem e ainda a recomposição de áreas degradadas através da adoção de técnicas de proteção vegetal.

De acordo com Nunes (2003), os municípios em geral, dispõem de escassos recursos técnicos e financeiros para aplicar nos serviços de manutenção e recuperação das estradas de terra. Junto a isso adota-se uma noção precipitada quanto à manutenção dessas estradas, pensando que estas não precisam de tratamento especializado. É de suma importância a malha viária de qualquer país para sua economia e, as condições físicas de sua infraestrutura são essenciais para garantir o desenvolvimento econômico.

Taylor (1948) afirma que sem conservação adequada e frequente, estradas rurais e rodovias de maneira rigorosa e implacável irão deteriorar-se, fazendo aumentar os custos de operação dos veículos, a quantidade de incidentes e refletindo na credibilidade nos serviços rodoviários. Ao delongar-se os serviços dessas vias, do mesmo modo, em sua manutenção ou recuperação também utilizará um prazo mais avançado, custeando mais em uma operação que poderia ter sido realizada em tempo antecipado.

Alves (2009), afirma que o conhecimento da infraestrutura, juntamente a uma análise

dos defeitos que ocorrem nas pistas não pavimentadas, poderá resultar numa manutenção preventiva com redução no custo das correções, permitindo uma melhora do desenvolvimento social e econômico dessas áreas. Tendo em vista que esse serviço é precedente de outros investimentos, e de forma imperativa devem ser realizados para que possam dar espaço à investimentos posteriores como é o caso de uma pavimentação.

2.2 Terminologia básica

Villibor e Nogami (1995), afirmam que grande parte da dificuldade em abordar as peculiaridades dos solos tropicais está ligada a falta de uma terminologia convencional para os mesmos. A partir daí, resulta que termos análogos são frequentemente usados para significar materiais bastante díspares e materiais iguais podem receber várias qualificações. As confusões que se resultam acontecem no país e também no exterior.

De acordo com o Road Research Laboratory (1952), as peculiaridades dos solos tropicais têm colaborado para maior desordem terminológica que são devidamente consideradas nas terminologias tradicionais. Sendo essas terminologias desenvolvidas para solos e condições ambientais naturais de regiões de climas frios e temperados, deste modo não tropicais.

De acordo com Villibor e Nogami (1995), continuamente procurou-se adotar termos das instituições brasileiras que mais tratam de solos para fins geotécnicos. Dessas instituições, cabe mencionar a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE) e a Sociedade Brasileira de Ciência do Solo (SBCS).

2.3 Solo

Segundo Taylor (1948), uma massa do solo é normalmente considerada como consistindo em uma rede ou esqueleto de partículas sólidas, envolvendo vazios ou espaços intermináveis de tamanho variável. Os vazios podem ser preenchidos com ar, com água ou parcialmente com ar e parcialmente com água. São separáveis por procedimentos mecânicos e hidráulicos relativamente delicados, como dispersão em água com o uso de aparelho dispersor de laboratório, e que podem ser escavados com equipamentos comuns de terraplenagem (pá carregadeira, motoescavotransportadora, etc.).

O solo forma a superfície primária da crosta terrestre, de modo geral, os materiais da

crosta que não são coerentes com as condições de solo serão denominados como rocha, mesmo que isso conteste as conceituações geralmente adotadas em geologia e em pedologia. Cabe adicionar que o solo no sentido aqui adotado pode apresentar-se com estrutura natural ou artificial. O solo terá estrutura artificial quando transportado e/ou compactado, como em aterros, barragens de terra, reforços do subleito de pavimentos e entre outros.

2.4 Geotecnia dos solos

Segundo Franzoi (1990) classificar um solo é determinar primeiramente suas propriedades e listar um ou mais atributos como base para o fim desejado. O solo é alvo de estudo para diferentes especialidades, desde atribuições ligadas à pedologia até mecanismos de alimentação vegetal, e são muitas formas para classificá-lo.

De acordo com Ceratti et al. (1985), a geotecnia é a ciência que abrange o estudo dos solos e as rochas, da ótica de aplicação dos efeitos em engenharia civil. No Brasil o termo é usado normalmente para explicar especificamente a aplicação dos princípios da Mecânica dos Solos na solução de problemas de engenharia civil.

De acordo com Villibor e Nogami (1995) a classificação geotécnica é frequentemente atribuída aos estudos e determinação de solos empregados em obras viárias, como por exemplo, em bases, sub-bases e reforço de pavimentos. Por meio da classificação geotécnica é possível avaliar preliminarmente a qualidade dos solos, subdividir hierarquicamente o solo apontando suas prováveis propriedades para determinadas finalidades e por fim correlacionar cada classe de solos com o seu comportamento em campo.

2.4.1 Solo tropical

De acordo com o Committee on Tropical Soils of ISSMFE (1985), o solo tropical é aquele que apresenta particularidades de propriedades e de comportamento, relativamente aos solos não tropicais, em decorrência da atuação no mesmo de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas. Por conseguinte, para que um solo possa ser considerado como tropical, não basta que tenha sido formado na faixa tropical ou em região de clima tropical úmido. É indispensável que possua peculiaridades de interesse geotécnico. A definição deste solo é essencialmente tecnológica; assim sendo, não necessariamente científica. Em meio os solos tropicais, destacam-se duas grandes classes: os solos lateríticos e os solos saprolíticos.

2.4.2 Solo superficial ou pedogenético

De acordo com Villibor e Nogami (1995), é aquele que apresenta particularidades provenientes da ação de processos pedogenéticos. É composto, em suas condições naturais, camadas designadas horizontes pedológicos A e B, sendo assim considerado verdadeiro solo em pedologia e, nessas condições, compõe o elemento principal dessa ciência. Independente que o solo tenha estrutura profundamente alterada pelas operações construtivas, como misturação, umidecimento e compactação, se originariamente integrava a parte do perfil natural acima referido, será ele considerado superficial ou pedogenético. Vale ressaltar, apesar disso, que muitas vezes, pelo exame do solo modificado pelas operações construtivas, não se pode garantir sua origem pedogenética.

2.4.3 Solo laterítico

Segundo Villibor e Nogami (1995), é caracterizado por possuir diversas propriedades que o levam a classificá-lo como solo de comportamento laterítico, segundo classificação MCT. Vale ressaltar que o conceito de solo laterítico comumente adotado distingue bastante daquele acima definido. Pedologicamente, o solo laterítico é uma variedade de solo superficial pedogenético, característico das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas. O termo ‘solo laterítico’ nos meios rodoviários brasileiros normalmente é usado como sendo pedregulho laterítico (DNER-ES 301/97).

2.4.4 Solo saprolítico

Para o Committee on Tropical Soils of ISSMFE (1985), o solo saprolítico procede da decomposição e/ou desagregação “in situ” da rocha (considerada material sólido da crosta terrestre), conservando ainda, de maneira nítida, a estrutura (ou fábrica) da rocha que lhe deu origem. É, deste modo, um solo legitimamente residual, razão pela qual é repetidamente designado residual ou, mais designadamente, solo residual jovem. Alguns geotécnicos consideram solo residual maduro o solo pedogenético sobrejacente à camada constituída de solo residual jovem. O substantivo saprolito (“saprolite”, em inglês) é usado entre nós para significar outro material (rocha alterada) e isso tem sido motivo de muita desordem. No passado, o solo saprolítico era denominado alteração de rocha. As camadas que os solos saprolíticos compõem em suas condições naturais serão designadas horizonte saprolítico.

2.5 Patologias em estradas não-pavimentadas

Segundo Crea-SP & Ibape-SP (1998), o estudo de patologias na engenharia é algo inovador: “estudo das origens, causas, mecanismos de ocorrência, manifestação e consequências das situações em que as obras ou suas partes apresentem um desempenho abaixo do mínimo pré-estabelecido”. Aproveitar desse inédito estudo da engenharia para detectar diversas patologias ou defeitos em estradas não-pavimentadas poderá trazer grande contribuição à futuros trabalhos nessa área.

As patologias mais encontradas em estradas de terra não-pavimentadas têm como subsídio, segundo Santos (1988): ondulações, areiões de espigão, areiões de baixada, pó na estrada, rocha aflorante, pista derrapante, afundamento de trilho de rodas, segregação lateral, buracos e erosões.

2.6 Avaliação das condições da estrada – Método URCI

Segundo Eaton et al. (1988) o Método Unsurfaced Road Condition Index – URCI (Índice de Condição de Estrada Não-Pavimentada), deve ser obtido através do cálculo do valor de dedução que varia de acordo os níveis de severidade dos trechos. Os níveis de severidade são classificados mediante dimensões do defeito em relação à área do trecho analisado obtendo assim a densidade de cada defeito. As vias são classificadas de acordo com o valor médio de URCI que pode levar a uma classificação inferior das condições reais dos trechos em estudo, já que os trechos mais críticos é que são avaliados. De acordo com Ferreira (2004), a cada 1.600 metros considera-se no mínimo duas subseções de avaliação.

Tabela 1 - Classificação de Estradas Não Pavimentadas

Escala	Classificação
85-100	Excelente
70-85	Muito Boa
55-70	Boa
40-55	Regular
25-40	Ruim
10-25	Muito ruim
0-10	Péssima

Fonte: Autor – Adaptado de Department of the Army (1995)

O método URCI avalia a estrada de acordo com sete patologias (buracos, sessão

transversal inadequada, drenagem lateral inadequada, poeira, ondulações, afundamento de trilha de rodas e segregação de agregados) e classifica-a por um indicador numérico baseado numa escala de 0 a 100 pontos. Os ábacos de valores de dedução seguem na Figura 1. O ábaco URCI apresentado na Figura 1 é o que dá valor final de classificação, detalhado na Tabela 1.

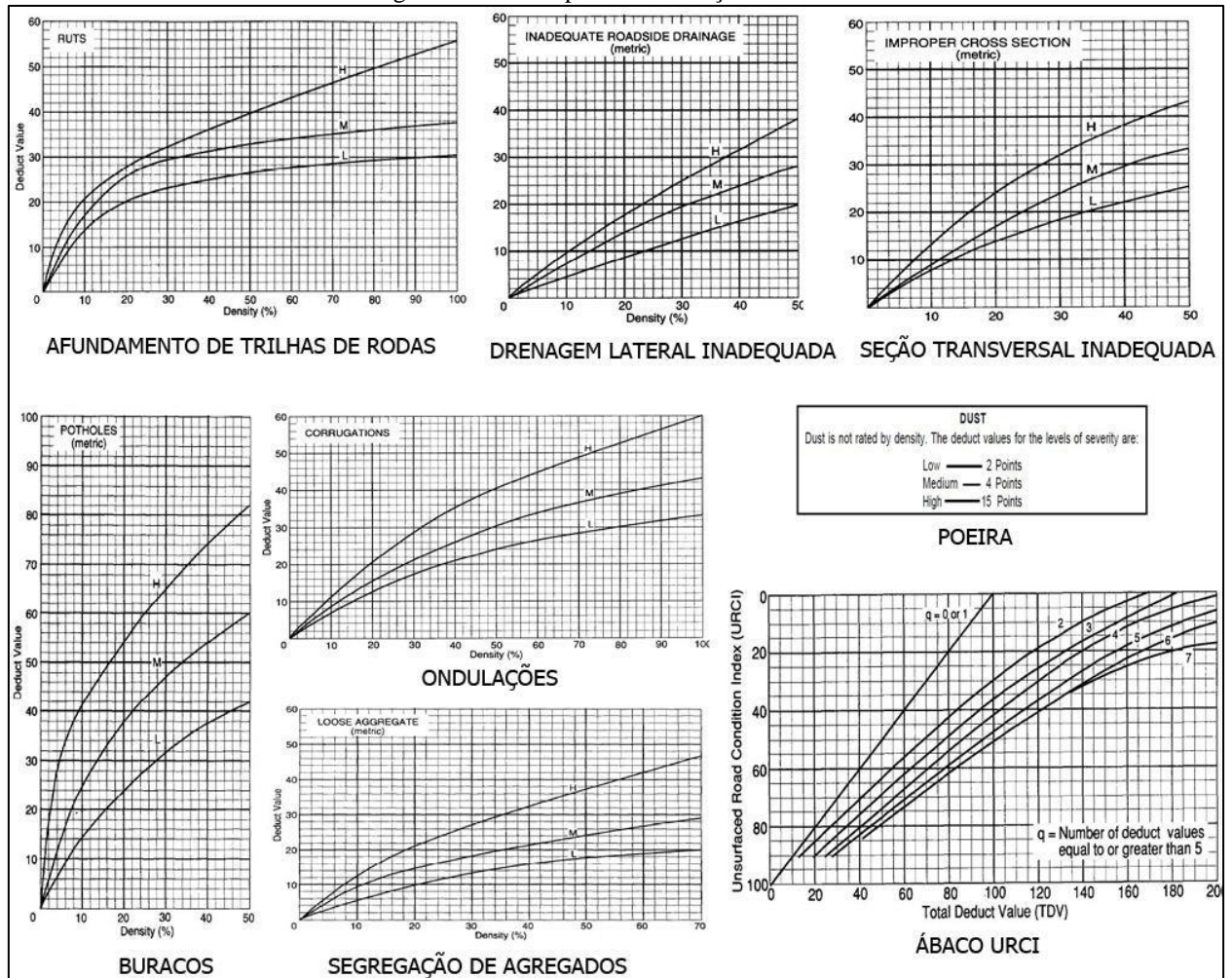
No gráfico tem-se as seguintes designações:

H: nível de severidade ALTA;

M: nível de severidade MÉDIA;

L: nível de severidade BAIXA;

Figura 1 - Ábacos para classificação URCI



Fonte: Department of the Army (1995)

2.6.1 Ondulações, rodeiros e atoleiros

De acordo com Nunes (2003) as principais causas são a falta de subleito com um bom preparo e a insuficiência no sistema de drenagem. Seria necessário retirar a água aglomerada, executar (ou reexecutar) a camada de reforço, com revestimento primário ou agulhamento, que consiste na cravação de material granular grosseiro diretamente no subleito argiloso. O agulhamento é realizado em estradas de pequeno porte.

Segundo Eaton et al. (1988) pode-se classificar a severidade da sessão transversal irregular como mostra a Tabela 2

Figura 2 - Atoleiros



Fonte: Globo.com (acessado em 03/2017)

Tabela 2 - Nível de severidade de sessão transversal inadequada

Severidade	Descrição
BAIXA	Pequenas quantidades de água empoçadas na superfície ou superfície plana sem declividade transversal.
MÉDIA	Quantidade moderada de água empoçada, ou superfície côncava.
ALTA	Grandes quantidades de água ou grandes depressões na superfície.

Fonte: Eaton et al. (1988)

Segundo Eaton et al. (1988) pode-se também classificar os níveis de severidade das ondulações conforme mostra a Tabela 3.

Tabela 3 - Nível de severidade das ondulações

Profundidade (cm)	Severidade
<2,5	BAIXA
2,5-7,5	MÉDIA
>7,5	ALTA

Fonte: Eaton et al. (1988)

2.6.2 Areiões de espigão

De acordo com Santos (1988), o motivo principal do areião é a falta de material ligante na pista de rolamento. Na sua correção, executa-se uma mistura de areia e argila como revestimento primário, com a finalidade de melhorar o terreno constituinte do leito.

2.6.3 Areiões de baixada

Segundo Santos (1988), nos areiões de baixada, advém sedimentação da areia trazida de trechos elevados, ausente de material ligante ou compactação. É importante que haja providências a respeito da erosão dos trechos altos e compactação do material já trazido.

2.6.4 Excesso de pó na pista

Figura 3 - Excesso de pó em estrada de terra



Fonte: Globo.com (acessado em 03/2017)

De acordo com Santos (1988), semelhante ao caso do areião, há grande quantidade de materiais finos não compactados no leito da estrada. Assim, se o material do leito for areia,

deve ser feito um revestimento primário selante (com argila). Se o material for silte, é necessário executar o reforço do subleito com material ligante.

De acordo com Eaton et al. (1988) a classificação dos níveis de severidade desse tipo de problema segundo a visibilidade e altura da nuvem da poeira, é apresentada conforme mostra a Tabela 4.

Tabela 4 - Nível de severidade de poeira

Severidade	Descrição
BAIXA	Pouca poeira, nuvem fina, não obstrui a visibilidade, altura menor que 1 metro.
MÉDIA	Poeira moderada, nuvem moderadamente densa, obstrui a visibilidade, altura entre 1 e 2 metros, tráfego lento.
ALTA	Muita poeira, severa obstrução da visibilidade, altura superior a 2 metros, tráfego muito lento ou parado.

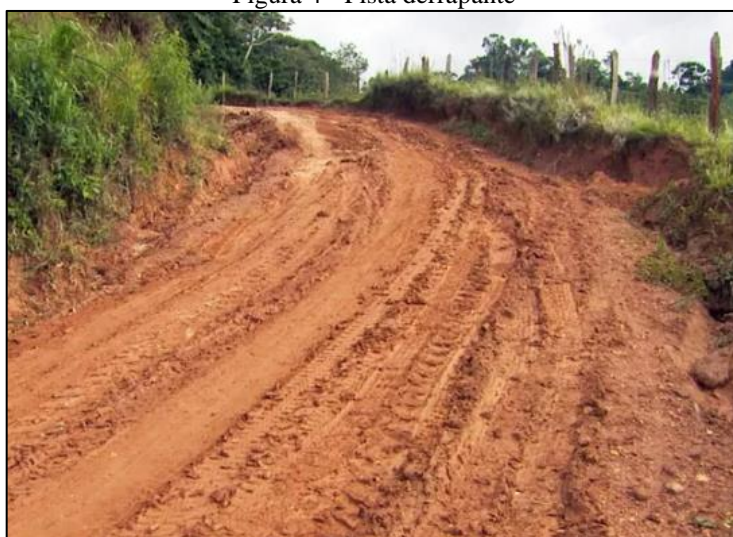
Fonte: Eaton et al. (1988)

2.6.5 Rocha aflorante

Segundo Ferreira (1988) diz que nessa situação, a camada de solo no leito é escassa e pouco espessa, seja pela má execução, pela abundância de blocos de rocha, por processos erosivos ou pela constante patrolagem (aplainamento) do leito. A correção do problema acontece pela execução de revestimento primário de cobertura.

2.6.6 Pista derrapante

Figura 4 - Pista derrapante



Fonte: Globo.com (acessado em 03/2017)

De acordo com Santos (1988) ao ficar molhada, se a pista se torna derrapante, a causa plausível é a interação química entre a argila e a água, resultando em uma pista sem aderência. O agulhamento de material granular seria um bom recurso. E quando falta material ligante em sua composição, o resultado é uma pista derrapante e muito seca. O recurso adequado seria trocar o material granular superficial por revestimento primário.

2.6.7 Afundamento de trilho de rodas “Costelas de vaca”

Segundo Santos (1988), nas “costelas de vaca”, o material granular de diâmetro entre 5 e 10 mm acumula-se, formando encurtados “morros” consecutivos, deixando a pista instável na experiência de usuário. Para esse caso também é necessário substituir o material de revestimento primário. Segundo Eaton et al. (1988), é possível caracterizar a severidade do afundamento de trilhos de roda conforme apresenta a Tabela 5.

Tabela 5 - Nível de severidade de afundamento de trilhos de rodas

Profundidade (cm)	Severidade
<2,5	BAIXA
2,5-7,5	MÉDIA
>7,5	ALTA

Fonte: Eaton et al. (1988)

2.6.8 Segregação lateral

De acordo com Ferreira (2004) advém quando o material granular sem ligante é lançado e aglomerado nas laterais da pista, resultando no rebaixamento do leito e possível acúmulo de água na pista. O tratamento superficial, como revestimento primário, a princípio seria o ideal.

Para Eaton et al. (1988), pode-se classificar os níveis de severidade de segregação de agregados segundo mostra a Tabela 6.

Tabela 6 - Nível de severidade de segregação de agregados

Altura Bermas (cm)	Severidade
<5	BAIXA
5-10	MÉDIA
>10	ALTA

Fonte: Eaton et al. (1988)

2.6.9 Buracos

De acordo com Silva Filho (2011), são denominados pelo desterro de partículas sólidas do leito quando há empocamento de água, resultante da má execução de estrutura de drenagem na estrada. As fases de correção para esta situação seguem: abaulamento transversal e valetas; retificação, limpeza e umedecimento da pista; compactação em camada com material para revestimento primário.

Eaton et al. (1988) classifica os níveis de severidade de ocorrência de buracos conforme mostra a Tabela 7.

Figura 5 - Buracos



Fonte: DuraTerra (2017)

Tabela 7 - Nível de severidade de ocorrência de buracos

Diâmetro Médio (cm)	Profundidade (cm)		
	<5	05 - 10	>10
<30	BAIXO	BAIXO	MÉDIO
30-60	BAIXO	MÉDIO	ALTO
60-90	MÉDIO	ALTO	ALTO
>90	MÉDIO	ALTO	ALTO

Fonte: Eaton (1988)

2.6.10 Erosões em ravina – Drenagem ineficiente

De acordo com Baesso e Gonçalves (2003) do mesmo modo como no caso de buracos, as erosões são provenientes da falta de um sistema de drenagem ou um sistema de drenagem eficiente. As erosões se iniciam na forma de sulcos e se desenvolvem para ravinas onde o solo

tem pouca resistência. Se a erosão alcança o lençol freático, é chamada “boçoroca”. Assim, faz-se o preenchimento dos sulcos ou ravinas com solo local compactado, sendo os últimos 30 cm com material de revestimento primário, compactando o mesmo com rolo. Pequenas erosões são abordadas como buracos.

De acordo com Eaton et al. (1988) pode-se caracterizar a severidade da drenagem lateral inadequada como mostra a Tabela 8.

Figura 6 - Erosão em ravina



Fonte: Globo.com (acessado em 03/2017)

Tabela 8 - Nível de severidade da drenagem lateral inadequada

Severidade	Descrição
BAIXA	Pequena quantidade de água empoçada nas sarjetas e sarjetas sem vegetação ou entulhos.
MÉDIA	Quantidade moderada de água nas sarjetas; sarjetas com pequenas quantidades de vegetação e entulhos e evidência de erosão das sarjetas do lado de dentro da estrada.
ALTA	Grande quantidade de água nas sarjetas; sarjetas cobertas de vegetação e entulho e erosão das sarjetas do lado de dentro da estrada.

Fonte: Eaton et al. (1988)

2.7 Identificação dos solos por meio de ensaios

Pinto (2006), afirma que para identificação dos solos a partir das partículas que os compõem, são empregados certamente dois tipos de ensaio, a análise granulométrica e os índices de consistência.

Para Taylor (1948), uma série de ensaios de solo que são de uso comum não requerem considerações teóricas especiais. As propriedades do solo fornecidas são propriedades físicas e não propriedades mecânicas. Os dados que fornecidos pelo estudo dos solos são necessários ou desejáveis para a maioria das investigações sobre o solo. Tais testes que devem ser considerados são:

- Ensaios de classificação para: Limites de Atterberg; distribuição granulométrica e ensaio de compactação.
- Ensaios de campo ou preliminares para: Identificação de tipos de solo.

De acordo com Taylor (1948), embora possa haver muito valor na padronização dos procedimentos laboratoriais para muitos tipos de testes, o objetivo deste capítulo é simplesmente delinear os conceitos fundamentais envolvidos.

Diferentes solos com propriedades semelhantes podem ser classificados em grupos e subgrupos, de acordo com o seu comportamento. A maioria dos sistemas de classificação de solos tem como base propriedades de índices simples, como a distribuição granulométrica, plasticidade e índices físicos e são diversos os sistemas de classificação. O objetivo da classificação de solos, sob ponto de vista da engenharia, é poder estimar o provável comportamento do mesmo.

2.7.1 Compactação

De acordo com Barnes (2016), é denominado compactação a densificação de um solo por meio de equipamentos mecânicos. Os equipamentos mais utilizados para compactação é normalmente um rolo compactador, porventura, para valetas simples são muito utilizados soquetes manuais.

Segundo Barnes (2016), solos que compõem aterros são solos transportados e que foram depositados para formação do mesmo e seu estado é solto e heterogêneo, no entanto, completamente sujeito a deformação por qualquer esforço e com baixa resistência, além de apresentar comportamentos divergentes ao longo de extensão.

Segundo Taylor (1948) a compactação visa: aumentar a compressibilidade entre os grãos para que o aterro fique mais homogêneo. Ao aumentar a densidade do solo excluindo os vazios, diversas propriedades de solo são otimizadas nas obras de engenharia como aterros, camadas de pavimentos, construção de barragens, aterros atrás dos muros de arrimo e aterramentos em inúmeras valetas que se abrem em ruas urbanas e etc.

Caputo (1996), afirma que o procedimento de compactação é influenciado por diversos

fatores como obra a ser executada, solo a ser trabalhado, a umidade adequada para a densidade objetiva, tendo porventura, objetivos em reduzir a permeabilidade do maciço, reduzir recalques excessivos futuramente e aumentar a rigidez e a resistência do solo. Para definir a umidade e massa específica do solo segue-se as expressões:

$$h(\%) = \frac{PT-PS}{PS} \times 100 \quad \text{Equação (01)}$$

onde:

h = teor de umidade (%);

PT = peso total da amostra (g);

PS = peso seco da amostra (g).

$$\gamma_d = \frac{Ph \times 100}{V \times (100+h)} \quad \text{Equação (02)}$$

onde:

γ_d = massa específica aparente seca (g/cm^3);

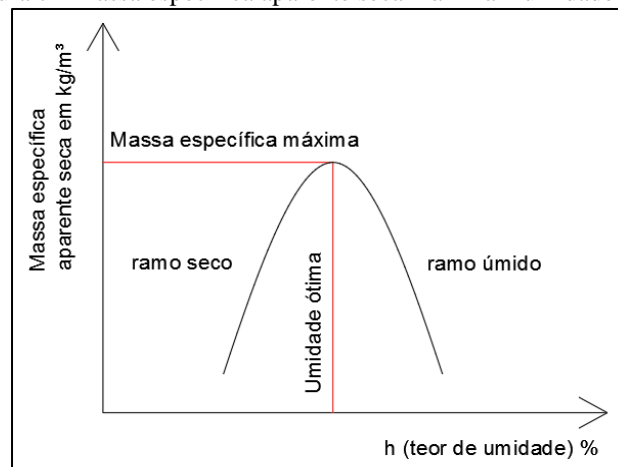
Ph = peso úmido do solo compactado (g);

V = volume útil do cilindro (cm^3);

h = teor de umidade do solo compactado (%).

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), a partir dos resultados é possível construir o gráfico, sendo o eixo das abcissas o que corresponde ao teor de umidade e o eixo das ordenadas corresponde as massas específicas. A umidade ótima se dá no ponto de massa específica aparente seca máxima, conforme Figura 7.

Figura 7 - Massa específica aparente seca máxima x umidade ótima



Fonte: Autor (2017)

De acordo com Pinto (2006), quem recebe os créditos pelo trabalho inicial da técnica de compactação é o engenheiro norte americano Proctor, que em 1933 apresentou suas idealizações sobre compactação de aterros, mostrando que, o resultado da massa específica depende da umidade em que o solo opera. Se a umidade estiver baixa, o atrito entre grãos é extremamente alto conseguindo poucos resultados positivos ao reduzir vazios. Solo com umidades que estejam razoavelmente elevadas, o atrito é baixo, já que a água funciona como lubrificante entre os grãos, encaixando-os e reduzindo em grande parte o índice de vazios.

Segundo Caputo (1996), com a eliminação do índice de vazios, a massa específica aumenta, pois, os espaços que os fragmentos de solo não preencheram são preenchidos pelas partículas de água (e a água é mais densa do que o ar). A saída do ar acontece de maneira simples, quando a umidade não está muito elevada, pois, o ar se encontra em forma de canalículos intercomunicados. Se o solo estiver com teor de umidade muito elevado e chega ao estado de saturação, compactá-lo para retirar o ar dos vazios torna-se inútil, já que com esse teor elevado o ar encontra-se ocluso. Para isso existe para energia aplicada, determinada umidade conhecida como teor de umidade ótima, que leva a massa específica seca máxima.

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), Proctor apresentou diversos trabalhos e dentre eles surgiu o Ensaio de Compactação, universalmente padronizado, que é mais conhecido como ensaio de Proctor. O ensaio de Proctor foi padronizado no Brasil pela ABNT: NBR 7182/86.

Caputo (1996), afirma que os ensaios de uso mais comum em laboratórios de solo da categoria de compactação dinâmica são Proctor Normal e Proctor Modificado.

Segundo Pinto (2006), para a compactação no campo é essencial a fiscalização dos serviços: Números de passadas do equipamento de compactação, espessura da camada e umidade. O produto final também deve ser fiscalizado com base nos ensaios de laboratório, dados como grau de compactação, desvio padrão de umidade e índice de vazios da camada compactada.

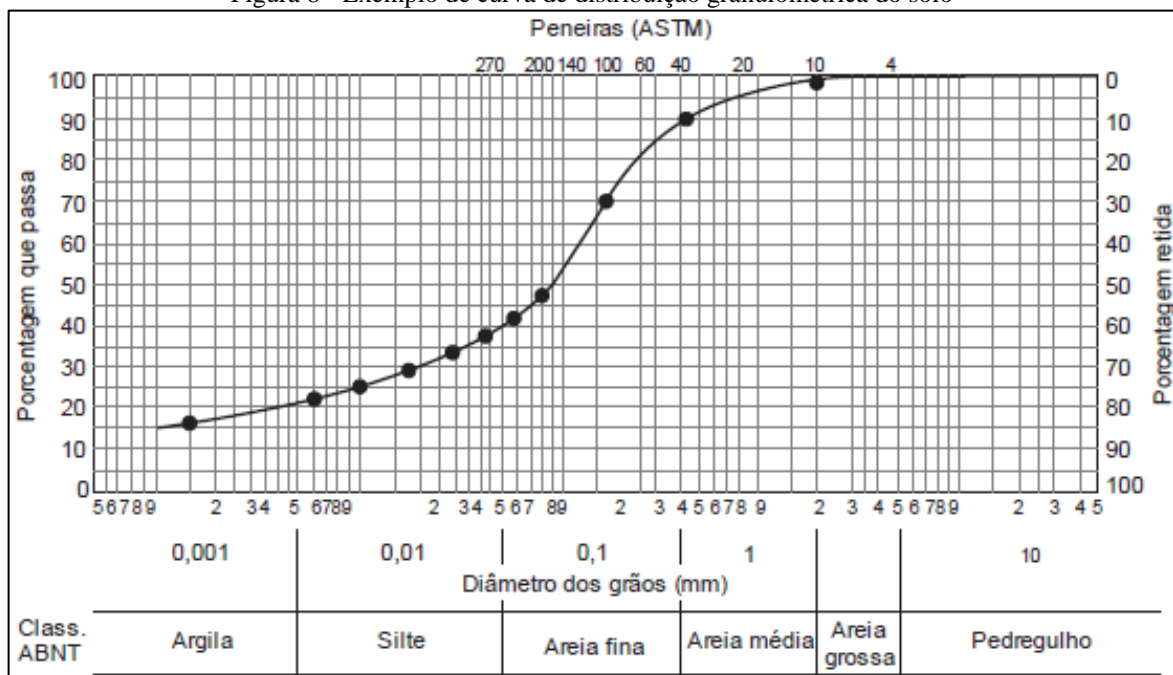
Segundo o Departamento de Estrada e Rodagem de São Paulo – (DER/SP, 2012), recomenda-se que num serviço de readequação, o grau de compactação em campo deve corresponder, pelo menos a 95% (noventa e cinco por cento) do peso específico seco máximo do grau de compactação calculado em laboratório. Essa recomendação encontra-se no seu manual básico de estradas e rodovias vicinais, cujo valor é alcançado executando a compactação com o solo na umidade ótima. Senço (2007) justifica a recomendação dizendo que tudo parte da necessidade de tornar o solo mais estável, diminuindo a porcentagem de vazios, tornando-o mais denso por meio da compactação, com isso, obter uma maior quantidade de partículas

sólidas por unidade e volume, resultando no aumento da resistência desse solo.

2.7.2 Análise granulométrica

Pinto (2006), afirma que em um solo comumente convivem partículas de tamanhos variados. Não é todas as vezes que é fácil identificar as partículas porque são grãos de areia, por exemplo, podem estar envoltos por uma ampla quantidade de partículas argilosas, finíssimas, exibindo o mesmo aspecto de uma aglomeração formada exclusivamente por estas partículas argilosas. Quando secas, as duas formações são dificilmente distinguíveis. Quando úmidas, entretanto, a aglomeração de partículas se transforma em uma pasta fina, enquanto que a partícula arenosa revestida é facilmente reconhecida pelo tato. Deste modo, numa tentativa de identificação tátil-visual dos grãos de um solo, é fundamental que ele esteja com alto índice de umidade.

Figura 8 - Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo



Fonte: Pinto (2006)

De acordo com Pinto (2006) para a análise do tamanho dos grãos de um solo, realiza-se a análise granulométrica, que consiste em duas fases no geral: peneiramento e sedimentação. O peso do material que passa em cada peneira, relacionado ao peso seco da amostra, é denominado como “a porcentagem que passa”, e representando graficamente em função da abertura da peneira, a mesma em escala logarítmica, como mostra-se na Figura 8. A abertura nominal da

peneira é dada como o “diâmetro” das partículas. Trata-se, claramente, de um “diâmetro equivalente”, porque as partículas não são esféricas.

Segundo o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), a análise granulométrica é fundamentada pela determinação de porcentagens, em peso, dos diversos tamanhos de grãos constituintes da fase sólida do solo ou amostra inicial, confirmando o que disse Pinto (2006).

Caputo (1996), afirma que a análise granulométrica por peneiramento tem como limitação a abertura de malha das peneiras, que não deve ser tão minúscula quanto o diâmetro de interesse. A peneira com menor tamanho comumente empregada é a de n°200, cuja abertura é de 0,075 mm, sendo abaixo disso muito utilizado o *método de sedimentação contínua em meio líquido*. Há peneiras mais finas para análises especiais, mas são pouco resistentes e por isto não são usadas habitualmente. Até estas, porventura, têm aberturas abundantemente maiores do que as dimensões das partículas mais finas do solo.

Pinto (2006), complementa que para várias faixas de tamanho de grãos, têm designações específicas, definidos na Tabela 9. Ao saber-se a distribuição granulométrica do solo, assim apresentado na Figura 8, é possível determinar a porcentagem que corresponde as frações, uma por uma, como especificadas acima. Numa mesma formação ocorrem sensíveis variações de resultado, ainda que características básicas permaneçam.

Tabela 9 - Limite das frações do solo pelo tamanho dos grãos

Fração	Limites definidos pela Norma da ABNT
Matacão	de 25 cm a 1 m
Pedra	de 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	de 4,8 mm a 7,6 cm
Areia grossa	de 2,0 mm a 4,8 mm
Areia média	de 0,42 mm a 2,0 mm
Areia fina	de 0,05 mm a 0,42 mm
Silte	de 0,005 mm a 0,05 mm
Argila	inferior a 0,005 mm

Fonte: Pinto (2006)

De acordo com Pinto (2006), deve-se advertir que as próprias qualificações usadas para expressar as frações granulométricas de um solo são aplicadas para denominar os próprios solos. É dito, por exemplo, que um solo é uma argila quando o seu desempenho é o de um solo argiloso, embora contenha nele partículas com diâmetros correspondentes às frações silte e areia. Igualmente, uma areia é um solo cujo comportamento é ditado pelos grãos arenosos que

ele possui, ainda que partículas de diversas frações estejam misturadas.

Pinto (2006) diz que para as argilas, há um terceiro sentido que pode estar sendo empregado: os “minerais-argila”. São minerais que se apresentam predominantemente, e não exclusivamente, em formato de placas e em tamanhos comprimidos, correspondentes à fração argila. São estes minerais que garantem a plasticidade característica aos solos argilosos.

2.7.3 Limites de Atterberg

Pinto (2006), afirma que sob o ponto de vista da engenharia não basta apenas a distribuição granulométrica para qualificar bem o comportamento dos solos. A contribuição fina dos solos tem importância muito grande neste ao qualificar o solo.

Quanto menores as partículas, maior a superfície específica (superfície das partículas dividida por seu peso ou por seu volume). Um cubo com 1 cm de aresta tem 6 cm² de área e volume de 1 cm³. Um conjunto de cubo com 0,05 mm (siltes) apresentam 125 cm² por cm³ de volume. Logo certos tipos de argilas podem apresentar 300 m² de área por cm³ (1cm³ é o bastante para cobrir uma sala) (Pinto, 2006).

Já o comportamento de fragmentos com superfícies específicas tão distintas em presença de água é muito individualizado. Em contrapartida, os fragmentos de minerais argila se distinguem acentuadamente pela estrutura mineralógica, bem como pelos cátions adsorvidos. Igualmente, numa porcentagem igual de fração argila, dependendo das individualidades dos minerais presentes, o solo pode ter um comportamento muito distinto (Pinto, 2006).

De acordo com Pinto (2006), nenhum desses fatores deixam de interferir no comportamento do solo, porém, o estudo dos minerais-argilas é bastante complexo. Com o objetivo de identificar de maneira mais prática a influência das partículas argilosas, a engenharia optou por uma análise indireta, fundamentada no desempenho do solo na presença de água. Generalizou-se, para isto, o emprego de ensaios e índices propostos pelo engenheiro químico Atterberg, pesquisador do comportamento dos solos sob o aspecto agrônomo, adaptados e padronizados pelo professor de Mecânica dos Solos Arthut Casagrande.

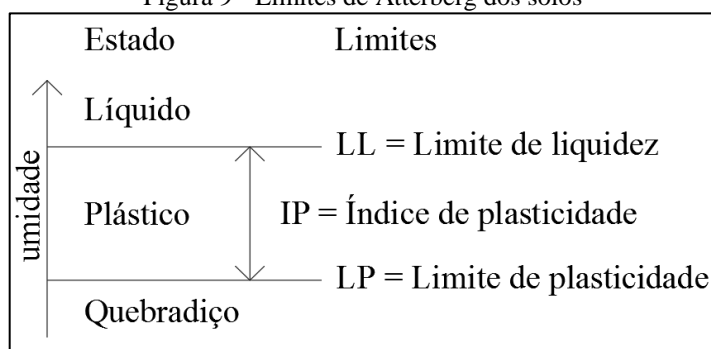
Segundo Barnes (2016), os Limites de Atterberg se basearam na constatação de que um solo argiloso possui desempenho com aspectos bem distintos segundo o seu teor de umidade. Ao estar muito úmido, seu comportamento é o de um líquido; ao perder certa quantidade de água, se torna plástico; e estando mais seco, se torna quebradiço.

De acordo com Pinto (2006) este evento é bem ilustrado pelo comportamento do material conduzido e depositado por rio ou córrego que transborda invadindo as ruas do

município. Quando o rio retorna ao seu canal, a lama resultante se comporta como um líquido: ao passar um automóvel, o barro é espirrado pelas laterais. Passado algum tempo, a água em partes se evapora e os veículos conseguem deixar o desenho superficial dos pneus no material que agora é plástico, resultante da lama inicial que depois se evaporou. Passado mais algum tempo, nenhuma marca mais é feita no material, já que o solo depositado se evaporou mais e a passagem de veículos agora provoca o despredimento das partículas de pó.

De acordo com Caputo (1996), os teores de umidade segundo às mudanças de estado, como mostra-se na Figura 9, são definidos como: Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) dos solos. A diferença entre dois limites, que indica a faixa de valores em que o solo se apresenta plástico, é definida como Índice de Plasticidade (IP) do solo, diz Caputo (1996). Em condições normais, só são apresentados os valores LL e do IP como índices de consistência dos solos. O LP só é empregado para a determinação do IP.

Figura 9 - Limites de Atterberg dos solos



Fonte: Pinto (2006)

$$IP = LL - LP$$

Equação (03)

onde:

IP = índice de plasticidade (%);

LL = limite de liquidez (%);

LP = limite de plasticidade (%).

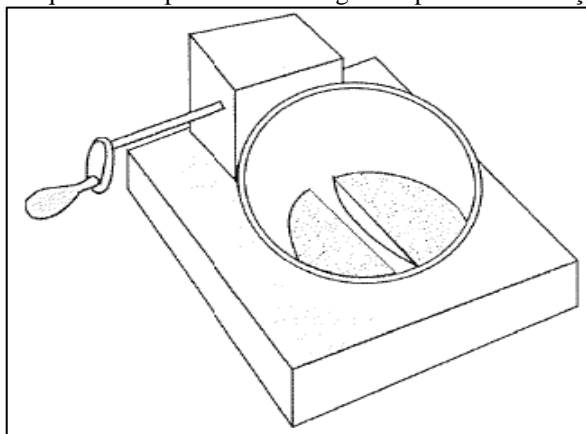
IP = 0 Não Plástico

1 < IP < 7 Pouco Plástico

7 < IP < 15 Plasticidade Média

IP > 15 Muito Plástico

Figura 10 - Esquema do aparelho de Casagrande para determinação do LL



Fonte: Pinto (2006)

De acordo com Caputo (1996) o Limite de Liquidez é definido como o teor de umidade do solo com o qual requer 25 golpes para fechar-se uma ranhura feita anteriormente, numa concha, como ilustrado na Figura 10. Várias tentativas são executadas, estando o solo em diferentes umidades, anotando-se o número de golpes para cerrar a ranhura, obtendo-se o limite pela interpolação dos resultados. O procedimento de ensaio é padronizado no Brasil pela ABNT (Método NBR 6459).

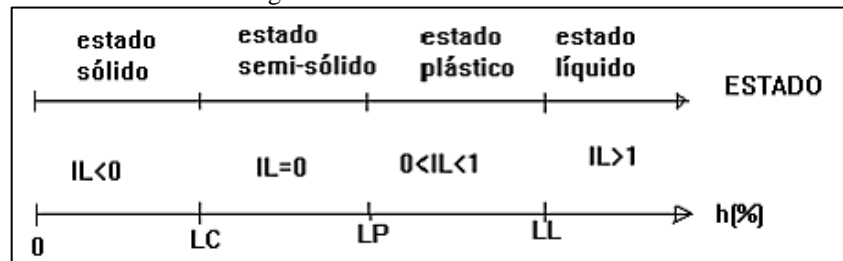
Tabela 10 - Índices de Atterberg, de alguns solos brasileiros

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

Fonte: Pinto (2006)

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), o menor teor de umidade é dado pelo Limite de Plasticidade onde para o mesmo, torna-se possível moldar um cilindro com 3mm de diâmetro, onde, o material é moldado na palma da mão rolando-se o solo. O procedimento é padronizado no Brasil pelo Método NBR 7180. São as quantidades d'água nos estágios críticos do solo:

Figura 11 - Estados críticos do solo



Fonte: Notas de Aula - Mecânica dos Solos

- Estado líquido: solo com umidade altamente elevada, se apresenta como fluido denso.
- Estado plástico: por conta da evaporação da água, o solo endurece e, para determinado $h = LL$ (limite de liquidez) ele perde a capacidade de fluir, porém pode ser moldado e conservar sua forma.
- Estado semi-sólido: continuando a da perda de umidade, o estado plástico desaparece até que, para $h = LP$ (limite de plasticidade) o solo se desmancha ao ser trabalhado.
- Estado sólido: ao continuar a secagem, ocorre a passagem gradual para o estado sólido, a partir de $h = LC$ (limite de contração).

2.7.4 Índice de grupo

Segundo Caputo (1996), um parâmetro que deve ser observado nesta classificação é o índice de grupo (IG). O índice de grupo é um número que pode variar de 0 a 20. Esse índice determina a qualidade dos grãos do solo onde será fundado um pavimento flexível. Os valores do Índice de Grupo (IG), quanto mais próximo de 0, indica que melhor será a qualidade do solo como subleito e quanto mais próximo de 20 pior será. Portanto, se $IG = 0$ considera-se um solo com ótimo funcionamento de subleito de uma rodovia e para $IG = 20$, péssimo. Portanto, este índice estabelece uma ordenação dos solos dentro de um grupo, conforme suas aptidões, sendo pior o solo que apresentar maior "IG".

A determinação do índice de grupo se baseia nos Limites de Atterberg (LL e IP) do solo e na porcentagem de material fino que passa na peneira número 200 (0,075mm). Seu valor é obtido utilizando a seguinte expressão:

$$IG = (P_{\#200} - 35) \times [0,2 + 0,005 \times (LL - 40)] + 0,01 \times (P_{\#200} - 15) \times (IP - 10) \quad \text{Equação (04)}$$

onde:

$P_{\#200}$ = porcentagem de material que passa na peneira #200

LL = limite de liquidez

IP = índice de plasticidade

Regras para determinação do IG:

1. Se a Equação (04) resultar em um valor negativo para IG, considera-se IG = 0;
2. O valor obtido para IG deve ser arredondado para o número inteiro mais próximo;
Exemplos: IG = 4,3 é arredondado para 4,0; IG = 4,5 é arredondado para 5,0;
3. Não há limite superior para IG;
4. Ao calcular IG para solos que pertencem aos grupos A-2-6 e A-2-7, usar a seguinte equação:

$$IG = 0,01 \times (P_{\#200} - 15) \times (IP - 10) \quad \text{Equação (05)}$$

5. Em geral, quanto menor o valor de IG, melhor a adequação do solo como material de infraestrutura rodoviária (ideal: IG = 0).

2.7.5 Sistema de classificação HRB adotado pela AASHTO

O sistema de classificação adotado pela AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials (Associação de Rodovias Estaduais e de Transporte) é o HRB - Highway Research Board (Conselho de Pesquisa Rodoviária) aprovado em 1945 e desenvolvido em 1929, tendo passado por inúmeras revisões até chegar no estágio atual.

De acordo com o Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), esse sistema se adapta melhor à avaliação do suporte dos materiais em relação aos demais sistemas. É empregado na engenharia rodoviária em todo o mundo e seus critérios de análise são parâmetros de granulometria e plasticidade dos solos. Nesse sistema o solo é classificado em sete grupos: A-1 a A-7. Os solos classificados como A-1, A-2 e A-3 são materiais granulares nos quais 35% ou menos das partículas passam pela peneira #200. Os solos nos quais mais de 35% das partículas passam pela peneira #200 pertencem aos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7.

Quadro 1 - Sistema de Classificação da AASHTO

SOLOS GRANULARES % QUE PASSAM NA PENEIRA Nº 200 < 35%								SOLOS SILTE - ARGILA % QUE PASSAM NA PENEIRA Nº 200 > 35%				
GRUPO	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7	
% QUE PASSAM NAS PENEIRAS Nº 10 Nº 40 Nº 200	A1a	A1b		A2 - 4	A2 - 5	A2 - 6	A2 - 7				A7 - 5	A7 - 6
	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
A FRAÇÃO QUE PASSA NA PENEIRA Nº 40 DEVE TER: LL IP	6 máx.		NP	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. (LL - 30) máx.	41 mín. (LL - 30) mín.
IG	0		0	0		4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.	
COMPOSIÇÃO DO SOLO	Solo constituído de uma mistura bem graduada de pedra, pedregulho, areia grossa, média e fina e um material ligante não plástico ou de pequena plasticidade.		Areia fina de praia ou então de deserto sem ligante (argila ou silte) ou então pequena quantidade de silte sem plasticidade	São solos que contém grande variedade de materiais granulares, os quais estão no limite entre os solos do grupo A1 e A3 e materiais silte-argilosos do grupo A4, A5, A6 e A7.				Os solos do grupo A4 têm como material típico silte não plástico ou moderadamente plástico, tendo em geral 75 % que passam na peneira 200; podem conter também uma mistura de silte e 64% de areia e pedregulho. Os solos do grupo A5 contêm materiais semelhantes ao do grupo A4, sendo porém diatomáceos ou micáceos, tem elevado LL, sendo portanto, altamente elásticos.	O solo típico deste grupo é a argila, tendo 75% ou mais que passa na peneira 200. Contêm também mistura de solo argiloso e 61% de areia e pedregulho. Tem alta variação de volume entre o estado úmido e seco.	Os solos deste grupo contêm material semelhante ao descrito no grupo A6, tendo, porém alto LL, que é característico do grupo A5, sendo plástico e sofrendo grande mudança de volume.		
	Predomina pedra e pedregulho com ligante sem areia fina.	Predomina areia média com ou sem ligante, bem graduado.		Contêm materiais granulares com 35% ou menos, que passam na # 200 e com uma parte mínima que passa na # 40, que têm as mesmas características dos materiais do grupo A4 e A5. Contêm também pedregulho com percentagem de silte ou IP > que dos solos do grupo A1, e areia fina com silte não plástico com % acima do solo do grupo A3.	São semelhantes aos solos do grupo A2 - 4 e A2 - 5, a parte que passa na peneira 40 contêm argila plástica, tendo as mesmas características dos solos do grupo A6 no caso do A2 - 6 ou A7 no caso de A2 - 7.	Contêm todos materiais com IP moderado em relação ao LL, podendo ser altamente elásticos e sofrem grandes variações de volume.	Contêm materiais com alto valor de IP em relação ao LL, estando sujeitos a grandes variações de volume.					
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom							Fraco a pobre				

Fonte: Notas de Aula - Mecânica dos Solos.

2.8 Pavimentos

2.8.1 Generalidades

De acordo com o Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, 1996), em rodovias, a superestrutura é considerada sendo o pavimento, composto por um série de camadas com espessuras funcionais, compactadas sobre um semi-espaço, em sua teoria considerado como infinito, sendo a infraestrutura ou terreno de fundação, designada subleito.

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNER, 1996) o subleito, delimitado pelo pavimento, deve ser analisado até a profundidade onde atuam, de forma significativa, as cargas atuantes do tráfego. Na prática, tal profundidade deve situar-se numa faixa de 0,60 m a 1,50 m.

2.8.2 Classificação dos pavimentos

O Manual de Pavimentação (DNER, 1996) declara que de forma geral, os pavimentos são classificados em flexíveis e rígidos. Seguindo as definições dadas pelo mesmo, tem-se:

- Pavimento flexível – É uma estrutura composta de uma ou mais camadas de espessuras determinadas em projeto, sendo estas assentadas sobre um semi-espaço infinito, cujo revestimento é do tipo betuminoso. Para dimensionar um pavimento flexível, o definidor do dimensionamento é definido com base na resistência do subleito, e no caso de um pavimento rígido, é considerada a resistência do próprio pavimento.
- Pavimento rígido – Esse tipo de pavimento possui predominância em camadas que trabalham sensivelmente à tração. O que é muito usado para esse fim são os pavimentos de concreto de cimento.

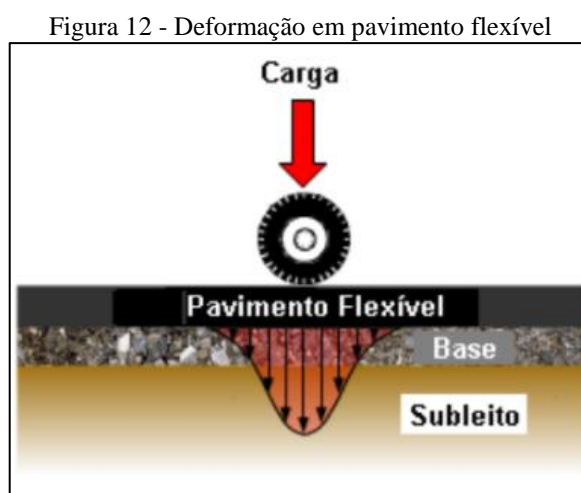
O Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) também destaca uma classificação intermediária:

Pavimento semi-rígido – De acordo com o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) esse pavimento é caracterizado por possuir uma base cimentada por algum aglutinante com propriedades cimentícias, por exemplo, por uma camada de solo cimento revestida por uma camada asfáltica.

O Manual de Pavimentação (DNER, 1996) diz que em casos extremos de observação é simples fazer a distinção, mas existem situações intermediárias em que é difícil estabelecer uma linha que distingue as duas classes de pavimento. Os materiais tratados com cimento, cal etc., bem como certas misturas betuminosas, resistem apreciavelmente à tração. A consideração simultânea de deformabilidade e resistência dos diferentes materiais, permitirá fazer uma caracterização melhor de rigidez ou flexibilidade dos pavimentos. É de se observar, outrossim, que não existem restrições quanto à utilização de uma base rígida superposta por um revestimento flexível, e vice-versa, tornando difícil estabelecer um critério único de classificação.

2.8.3 Pavimentos flexíveis

De acordo com Senço (1997) os pavimentos flexíveis são aqueles que embora sofram deformações, até determinado esforço não levam a ruptura da estrutura. Esse tipo de pavimento é dimensionado a compressão e tração na flexão, e os carregamentos provocados pelo tráfego dão origem a bacias de deformações, o que leva a estruturas a deformações permanentes e ao rompimento por fadiga. Com isso, é sólido dizer que o que difere um pavimento flexível de um pavimento rígido não é só o material empregado, mas também a maneira como é distribuído os esforços para as camadas inferiores. Sendo o pavimento flexível o que recebe maior concentração de esforços (aplicação de carga em áreas relativamente pequenas) ao longo do seu uso.



Fonte: Análise Comparativa de Métodos de Pavimentação (2016)

De acordo com o Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura

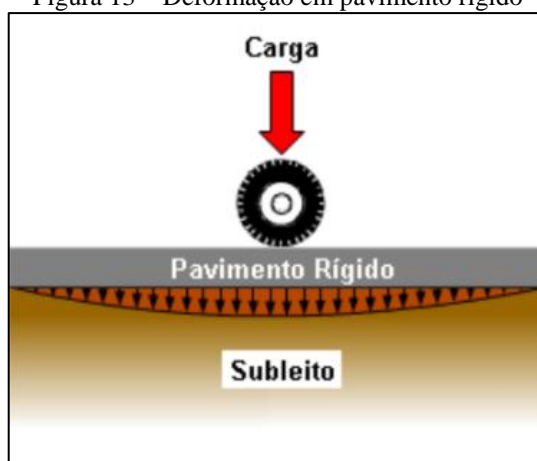
de Transportes (DNIT, 2006), em geral, os pavimentos flexíveis são estabelecidos em camadas denominadas: Revestimento, Base, Sub-base, Reforço do Subleito (adotado no caso de subleitos com baixa capacidade de suporte) e Subleito.

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNER, 1996), no dimensionamento deste pavimento, por razões técnico-econômicas, os critérios de fixação para projeção das camadas são mínimos. Podendo em muitos casos ocorrer de um pavimento possuir um revestimento, uma base e uma camada de material não sendo satisfatório às especificações de sub-base, mas atende às de reforço de subleito, sendo o conjunto aplicado sobre o subleito. Do ponto de vista geométrico, resultará em um pavimento constituído por revestimento, base e sub-base. Do ponto de vista estrutural, pode-se dizer que o pavimento é constituído por revestimento, base (com espessura maior que a necessária, caso houvesse uma sub-base) e reforço do subleito.

2.8.4 Pavimentos rígidos

De acordo com Senço (2007), os pavimentos rígidos são pouco deformáveis e são constituídos em sua estrutura principalmente de cimento. Sua ruptura é resultado de tração na flexão, ao sofrer deformações. Diferente dos pavimentos flexíveis, as cargas atuantes sobre o pavimento são em geral bem distribuídas uniformemente. Segundo Yoder e Witczak (1975), esses pavimentos tendem a distribuir a carga sobre uma área relativamente maior, diminuindo as tensões. Isso ocorre por possuir um alto módulo de elasticidade e alta rigidez.

Figura 13 – Deformação em pavimento rígido



Fonte: Análise Comparativa de Métodos de Pavimentação (2016)

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNER, 1996) o pavimento rígido é constituído de placa de concreto de cimento, sendo uma camada que desempenha ao mesmo

tempo o papel de revestimento e de base. A Sub-base, é uma camada empregada com o objetivo de melhorar a capacidade de suporte do subleito e/ou evitar o fenômeno de bombeamento “pumping” dos solos subjacentes à placa de CCP (concreto de cimento Portland).

O Manual de Pavimentação (DNER, 1996) diz que normalmente os pavimentos rígidos são constituídos das seguintes camadas: revestimento rígido, sub-base, reforço de subleito, adotado no caso de subleitos com baixa capacidade de suporte e regularização o subleito.

Para resumo definidor das qualidades de ambos os dois tipos de pavimentos, a tabela a seguir apresenta alguns detalhes peculiares.

Tabela 11 - Comparativos dos Pavimentos – Rígido X Flexível

PAVIMENTOS FLEXÍVEIS	PAVIMENTOS RÍGIDOS
Estruturas mais espessas (requer maior escavação e movimento de terra) e camadas múltiplas.	Estruturas mais delgadas de pavimento.
É fortemente afetado pelos produtos químicos (óleo, graxas, combustíveis).	Resiste a ataques químicos (óleos, graxas, combustíveis).
A visibilidade é bastante reduzida durante a noite ou em condições climáticas adversas.	Maios distância de visibilidade horizontal, proporcionando maior segurança.
Necessário que se façam várias manutenções e recuperações, com prejuízos ao tráfego e custos elevados.	Pequena necessidade de manutenção e conservação, o que mantém o fluxo de veículos sem interrupções.
Melhor aderência das demarcações viárias, devido a textura rugosa e alta temperatura de aplicação (30 vezes mais durável).	Falta de aderência das demarcações viárias, devido ao baixo índice de porosidade.
Escoa melhor as águas na superfície.	Retém muita água, se comparado ao concreto, por possuir alta rugosidade.
Vida útil máxima de 10 anos (com manutenção).	Vida útil mínima de 20 anos.

Fonte: ibracon.org.br (adaptada).

2.8.5 Peculiaridades das camadas de um pavimento

Revestimento – De acordo com o Manual de Pavimentação (DNER, 1996) é uma camada que deve resistir às ações do tráfego, impermeabilizar o pavimento, otimizar as condições de rolamento a fim de transmitir comodidade e segurança, e transmitir também as ações do tráfego às camadas inferiores.

De acordo com Senço (2007) no dimensionamento de pavimentos, devem ser fixadas camadas que devem ser construídas, sendo óbvio que subleitos de boa qualidade exigem pavimentos menos espessos e, decorrente a isso, poderão dispensar a construção de camadas como reforço ou sub-base.

Em todos os métodos de dimensionamento, a camada de revestimento tem espessura

adotada, seja em função de critérios próprios, seja em função do tráfego previsto. Para vias simples – duas faixas de tráfego e duas mãos de direção – espessuras de 3 a 5 cm são habituais.

De acordo com as definições da NBR 7207/82, tem-se:

Subleito – é o terreno de fundação do pavimento ou do revestimento. De acordo com Senço (1997), apenas a camada mais próxima da superfície é considerada subleito, porque à medida que se aprofunda no maciço, as pressões exercidas vão sendo reduzidas a fim de se tornarem desprezíveis.

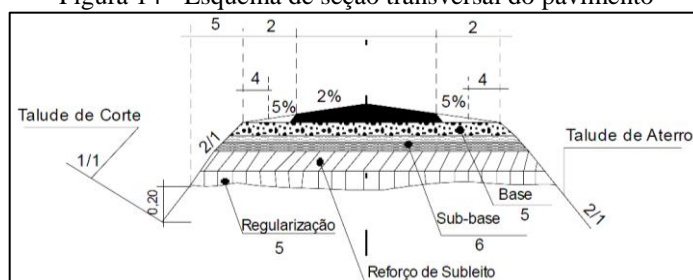
Sub-base – é a camada de correção do subleito, ou que complementa à base, quando em alguma situação seja por qualquer motivo não for como boa alternativa construir o pavimento diretamente sobre o leito resultante da terraplanagem.

Base – é uma camada proposta a resistir e distribuir esforços verticais procedentes dos veículos, que se destina, econômica e simultaneamente:

- a) A aprimorar as condições do rolamento quanto ao conforto e segurança;
- b) A suportar aos esforços horizontais que nele atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento.

Reforço do subleito - De acordo com Medina e Motta (2005) admite-se, ainda uma camada de reforço do subleito, entre este e a sub-base, para otimizar o solo de fundação do pavimento; outra qualificação sendo a de camada final de terraplanagem. De acordo com o Manual de Pavimentação (DNER, 1996), essa camada é executada com objetivo de reduzir a espessura da própria sub-base. Reconhece-se nessas definições a finalidade estrutural distinta da funcional, sendo a funcional a de proporcionar tráfego seguro e cômodo.

Figura 14 - Esquema de seção transversal do pavimento



Fonte: Manual de Pavimentação (DNIT, 2006)

De acordo com Senço (2007) devido ao nome de reforço do subleito, essa camada é, às

vezes, associada à fundação. No entanto, essa associação é meramente formal, pois o reforço do subleito é parte constituinte especificamente do pavimento e tem funções de complemento da sub-base que, por sua vez, tem funções de complemento da base. Assim, o reforço do subleito também resiste e distribui esforços verticais, não tendo as características de absorver definitivamente esses esforços, o que é característica específica do subleito.

Senço (2007) conclui dizendo que o reforço do subleito poderia ser considerado indistintamente camada suplementar do subleito ou camada complementar da sub-base.

Regularização - Segundo o Manual de Pavimentação (DNER, 1996) e Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) a regularização do subleito é uma camada de espessura variável, executada ao ser necessário preparar o leito da estrada para receber o pavimento, porém a regularização não estabelece propriamente uma camada de pavimento, pois tem espessura variável, podendo não existir em diversos pontos da seção transversal. Segundo Senço (2007) deve ser executada, sempre que possível, em aterro, evitando:

a – que sejam executados cortes difíceis no material da “casca” já compactada pelo tráfego, a maioria das vezes por muitos anos;

b – que seja substituída uma camada já compactada naturalmente por uma camada a ser compactada, nem sempre atingindo o grau de compactação existe.

c – que não se sacrifique o equipamento de escarificação desnecessariamente, agindo numa camada compactada.

De acordo com Senço (2007) a operação é também chamada de preparo do subleito.

2.8.6 Bases flexíveis

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNER, 1996), as bases e sub-bases flexíveis e semi-rígidas comportam a seguinte divisão mostrada pela Figura 15:

Bases Granulares – De acordo com o Manual de Pavimentação (DNER, 1996) são as camadas constituídas por solos, britas de rochas ou de escória de alto forno, ou ainda, pela mistura desses materiais. Estas camadas, puramente granulares, são sempre flexíveis.

Figura 15 - Esquema de divisão de bases e sub-bases flexíveis e semi-rígidas



Fonte: Manual de Pavimentação do Departamento de Estradas de Rodagens (1996)

Estabilização Granulométrica – De acordo com o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) estas camadas são executadas pela compactação de um material ou de mistura de materiais que apresentem uma granulometria apropriada e índices geotécnicos específicos, fixados em especificações. Segundo Senço (2007) é uma camada construída com solo satisfazendo determinadas especificações como granulometria, limite de liquidez e índice de plasticidade, cuja estabilização pode ser conseguida de forma natural ou artificial.

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNER, 1996), quando esses materiais ocorrem em jazidas, com designações tais como "cascalhos", "saibros", etc., tem-se o caso de utilização de "materiais naturais" (solo in natura). Muitas vezes, esses materiais devem sofrer beneficiamento prévio, como britagem e peneiramento, com vista ao enquadramento nas especificações.

Macadames Hidráulico e Seco – Segundo o Manual de Pavimentação (DNER), consiste de uma camada de brita de graduação aberta de tipo especial (ou brita tipo macadame), que, após compressão, tem os vazios preenchidos pelo material de enchimento, constituído por finos de britagem (pó de pedra) ou mesmo por solos de granulometria e plasticidade apropriadas; a penetração do material de enchimento é promovida pelo espalhamento na superfície, seguido de varredura, compressão (sem ou com vibração) e irrigação, no caso de macadame hidráulico. O macadame seco ou macadame a seco, ao dispensar a irrigação, além de simplificar o processo

de construção evita o encharcamento, sempre indesejável, do subleito.

Base de macadame betuminoso – Segundo Senço (2007) é a base que mais guarda os princípios construtivos de John McAdam, porém usando o betume como elemento aglutinante. Consiste na superposição de camadas de agregados interligadas por pinturas de material betuminoso. É chamada também de base negra, sendo que o número de camadas depende da espessura estabelecida em projeto. Os agregados utilizados têm granulometria que corresponde a uma relação de diâmetro de baixo para cima, podendo, inclusive, chegar-se ao nível final superior com granulometria própria de camada de revestimento.

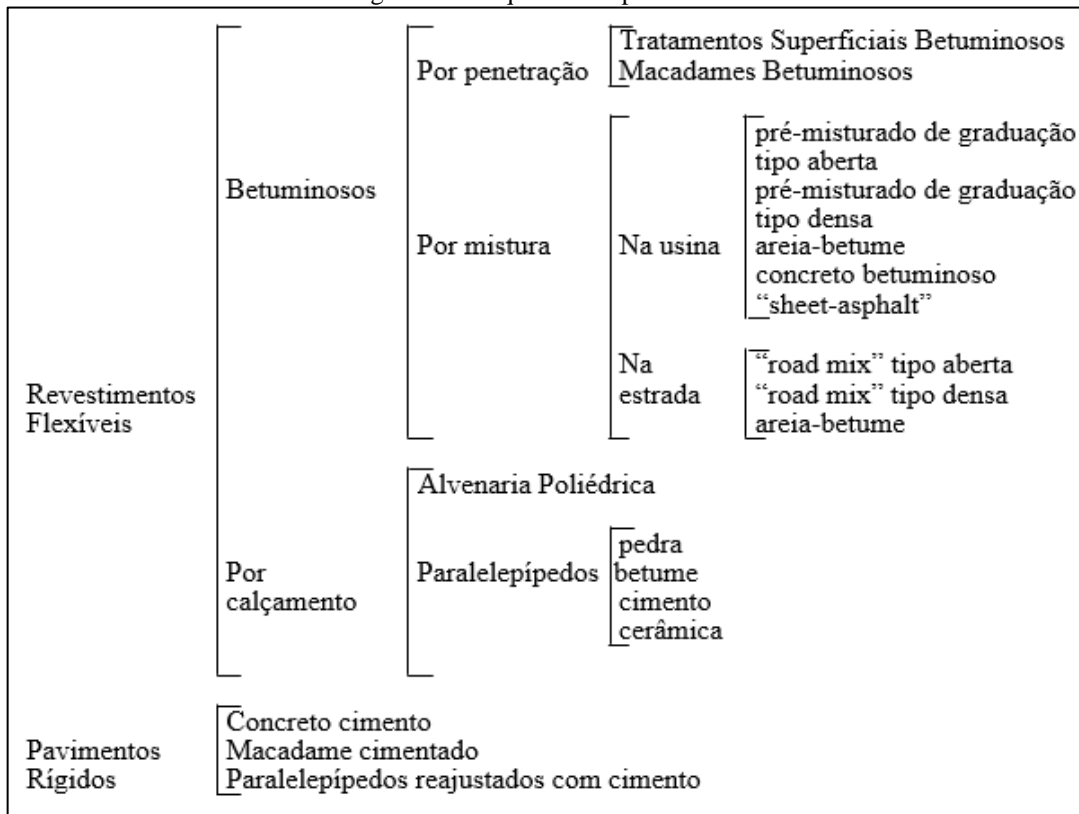
Bases de paralelepípedos e de alvenaria poliédrica (por aproveitamento) – De acordo com Senço (2007), são incluídas, ainda, entre as bases flexíveis as bases de paralelepípedos e de alvenaria poliédrica. Como base, correspondem a leitos de antigas estradas que, com a maior velocidade atingida pelos veículos, deixaram de apresentar interesse, dada principalmente a trepidação e a alta sonoridade que provocam. Esses antigos revestimentos passaram a ser recapeados com misturas betuminosas, o que justifica a inclusão dessas camadas entre as bases flexíveis, por aproveitamento.

2.8.7 Revestimentos

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNER, 1996), os pavimentos podem ser agrupados de acordo com o esquema na Figura 16:

Concreto betuminoso ou concreto betuminoso a quente – De acordo com Senço (2007), esse é o mais nobre dos revestimentos flexíveis. Consiste na mistura íntima dos agregados, satisfazendo rigorosas especificações, e betume devidamente dosado. A mistura é feita em usina, com rigoroso controle de granulometria, teor de betume, temperaturas do agregado e do betume, transporte, aplicação e compressão, sendo mesmo o serviço de mais acurado controle dos que compõem as etapas de pavimentação.

Figura 16 - Esquema dos pavimentos



Fonte: Manual de Pavimentação (DNER, 1996)

Pré-misturado a Frio – Segundo o Manual de Pavimentação (DNER, 1996) é quando os tipos de agregados e de ligantes utilizados permitem que o espalhamento seja feito à temperatura ambiente (embora a mistura tenha sido feita à quente).

Pré-misturado a Quente – De acordo com o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) é quando o ligante e o agregado são misturados e espalhados na pista ainda quentes.

Paralelepípedos – Segundo Senço (2007), representam um revestimento de extraordinária durabilidade, podendo, inclusive, ser reaproveitados com mudança de face exposta ao rolamento. O paralelepípedo pode ser definido como um elemento de pedra paralela com a forma de sólido que lhe empresta o nome. Revestimento de paralelepípedos é a camada dessas pedras assentadas sobre base de areia, rejuntadas de preferência com material betuminoso – asfalto de alta resistência à penetração.

Blocos de concreto pré-moldados e articulados – De acordo com Senço (2007), é um pavimento construído com blocos de concreto de dimensões e formas definidas, produzidas em fábricas próprias. Geralmente as formas, dimensões, espessuras e esquemas de articulação são patenteados. As formas mais comuns são de blocos quadrados ou retangulares, "Tor-cret", e

sextavados, “Blokret”.

Têm sido empregados com muita frequência em vias urbanas, pátios de estacionamento, acostamentos de rodovias, paradas de ônibus e oferecem um aspecto bastante agradável, permitindo ainda a formação de desenhos no pavimento. Quanto a serviços no subsolo, oferecem as mesmas vantagens dos paralelepípedos quanto à retirada e reaproveitamento.

2.9 A estrutura do pavimento de blocos de concreto pré-moldados

De acordo com Senço (2007), o engenheiro que executa pavimentações de ruas de cidades, cabe levar em conta:

- Facilidade de remoção do pavimento, para serviços no subsolo;
- Tráfego de veículos com velocidade moderadas, porém bastante variáveis;
- Percursos em distâncias relativamente pequenas, em velocidades variáveis e sujeitos a paradas constantes;
- Superfícies de rolamentos estáveis, sem muito rigor quanto aos pontos de atrito;
- Construção muitas vezes intermitente, sujeita a orçamentos reduzidos e liberação de verba fracionada.

Segundo Senço (2007), o pavimento de blocos de concreto pré-moldados é encarado neste trabalho como pavimento de vias urbanas. Assim sendo, as discontinuidades representadas pelas juntas não podem ser consideradas com o mesmo rigor que o pavimento de estradas, mesmo porque essa deficiência é compensada pelas facilidades de abertura, remoções e reposições sem que, no final, a superfície aberta e refeita apresente qualquer indício dos serviços que ali foram executados. Para o emprego dessas peças, veja Tabela 12 que ressalta diversas vantagens das mesmas.

Segundo Hallack (2000), o pavimento em peças pré-moldadas de concreto tem sua estrutura típica formada pelas camadas de revestimento e base sobre o subleito. A Figura 17 ilustra esta condição. O autor ainda ressalta que o revestimento do pavimento é composto por peças pré-moldadas de concreto de grande durabilidade e resistência assentadas sobre uma camada delgada de areia. Neste trabalho, esta camada será referenciada como colchão de areia.

Tabela 12 - Bloquetes x asfalto x paralelepípedo

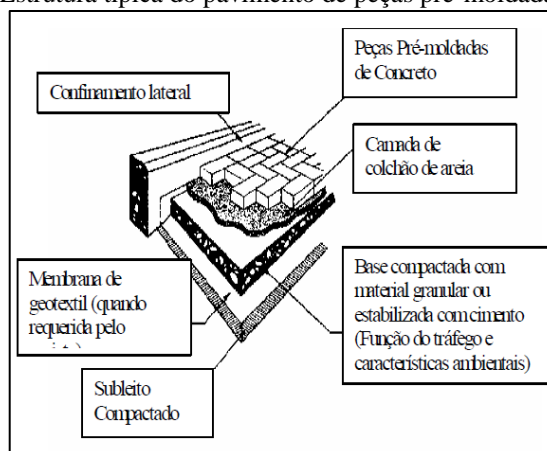
Características	Bloquetes	Asfalto	Paralelepípedo
Durabilidade ilimitada	OK		OK
Baixo custo com obras subterrâneas	OK		OK
Removível e reaproveitável	OK		OK
Dispensa equipamentos caros e especiais barulhentos para sua remoção	OK		OK
Dispensa manutenção periódica	OK		
Dispensa capina periódica	OK	OK	
Insensível a agentes químicos	OK		OK
Não sujeito a tricas por fenômenos de dilatação, retração, flexão e oxidação	OK		OK
Tem duas faces de uso	OK		OK
Boa velocidade de aplicação	OK	OK	
Dispensa mão de obra especializada para sua aplicação	OK		OK
Dispensa equipamentos caros e especiais para sua aplicação	OK		OK
Dispensa betume para rejuntamento	OK	OK	
Não é perecível, é estocável	OK		OK
Confortável e adequado ao trânsito veloz de veículos modernos	OK	OK	
Anti-derrapante	OK		
Proporciona trânsito silencioso e isento de virações	OK	OK	
Cor clara proporciona maior eficiência da iluminação pública e melhor visibilidade	OK		
Não aquece o ambiente	OK		
Confortável ao trânsito de pedestres	OK	OK	
Confortável ao trânsito de patins, skates, bicicletas e cadeira de rodas	OK	OK	
Satisfaz necessidade estética	OK		OK
O próprio pavimento possibilita demarcação ou decoração indelével	OK		
Intertravado	OK		
Redistribui cargas estáticas e dinâmicas	OK	OK	

Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2017)

Segundo Shackel (1991), o revestimento é capaz de suportar as cargas e tensões de contato provocadas pelo tráfego protegendo a camada de base do desgaste por abrasão. Além disto, mantém a camada de base com baixos níveis de umidade, permitindo melhor estabilidade do material. Este tipo de pavimento para funcionar adequadamente deve contar com confinamento lateral e com o intertravamento das peças. Uma seção típica de um pavimento de

peças pré-moldadas de concreto é mostrada na Figura 17.

Figura 17 - Estrutura típica do pavimento de peças pré-moldadas de concreto



Fonte: Knapton (1996)

2.9.1 Característica do Intertravamento das peças pré-moldadas de concreto

Hallack (2000) denomina o intertravamento das peças pré-moldadas de concreto de acordo com o quanto as peças podem adquirir resistência aos se submeterem aos movimentos de deslocamento individual da peça, podendo ser vertical, horizontal, de rotação ou giração em relação às peças adjacentes. Shackel (1991) e Knapton (1996) diz que no pavimento de peças pré-moldadas de concreto intertravados há três tipos de intertravamentos que operam concomitantemente em serviço detalhados a seguir.

Intertravamento Horizontal - Knapton (1996) apresenta o esse tipo de intertravamento caracterizando-o assim segundo sua impossibilidade de se movimentar horizontalmente às peças adjacentes, independente da acomodação de assentamento. É relacionado diretamente com o formato e arranjo de assentamento das peças sobre o colchão de areia. Assim, neste sentido colabora na distribuição dos esforços de cisalhamento horizontal sob a atuação do tráfego, especialmente em lugares, cujas áreas são, de aceleração e frenagem.

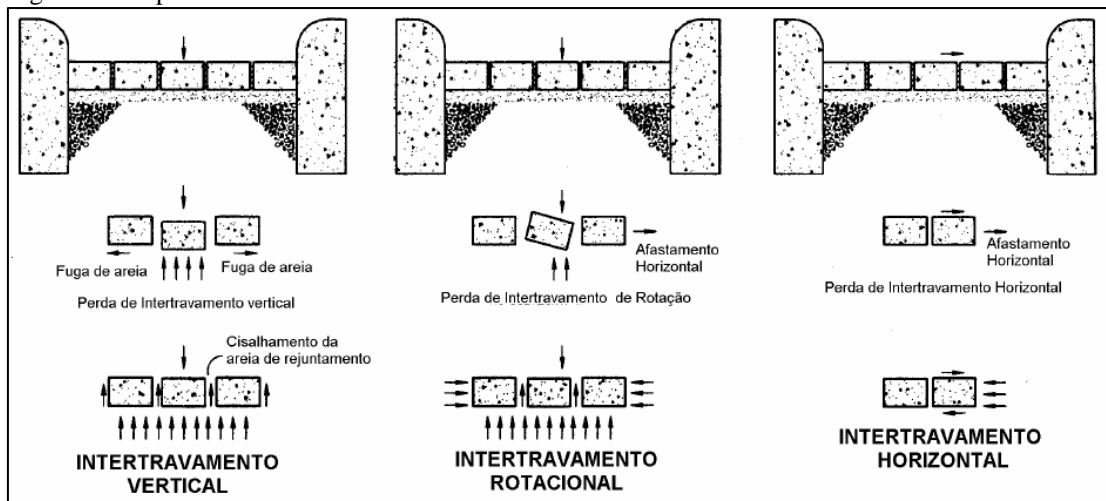
As juntas entre as peças, quando convenientemente cheias com tipo adequado de areia e bem compactada, são, na verdade, as responsáveis pelo nível deste tipo de intertravamento.

Intertravamento Vertical - Knapton (1996) apresenta esse tipo de intertravamento caracterizando-o assim segundo sua impossibilidade de se movimentar horizontalmente às peças adjacentes. É obtido através dos esforços de cisalhamento absorvidos pelo rejuntamento de areia entre as peças e a capacidade estrutural das camadas inferiores do pavimento. Pode ser obtido utilizando peças pré-moldadas de concreto especiais com formatos e encaixes

reentrantes uma a uma. Assim, as peças ao receberem cargas verticais, existe um contato do tipo macho-fêmea distribuindo os esforços para as peças vizinhas. Outro tipo de intertravamento vertical independe do formato das peças. Este é alcançado através da malha de juntas formada pelos grãos de areia bem compactados lateralmente e a estabilidade estrutural do colchão de areia compactado e confinado.

Intertravamento Rotacional - Knapton (1996) apresenta o intertravamento rotacional (ou giratório) como a impossibilidade de a peça girar em relação ao seu próprio eixo em qualquer direção. É obtido pela espessura das juntas entre as peças e consequente confinamento oferecido pelas peças vizinhas. Normalmente este fenômeno é provocado pelo tipo e frequência do tráfego, principalmente nas áreas de frenagem, aceleração e tensões radiais dos pneus (curvas), além de regiões de confinamento lateral duvidoso. Assim, sua ocorrência depende principalmente da natureza das juntas entre as peças pré-moldadas de concreto, isto é, da sua largura, do tipo de areia utilizada e rejuntamento. A Figura 18 exemplifica os tipos de intertravamento e sua importância no comportamento das peças, influenciando diretamente o desempenho global do pavimento.

Figura 18 - Tipos de Intertravamento existente



Fonte: Knapton (1996)

2.9.2 Camada de Peças Pré-moldadas de Concreto

Segundo Hallack (1998), as peças possuem características ótimas como camada de rolamento do pavimento, pois, fornecem conforto de utilização, durabilidade do pavimento e contribui de forma decisiva para a função estrutural do pavimento de acordo com sua singularidade de intertravamento ao receber as cargas atuantes. Portanto características

singulares para diferentes níveis de frenagem dos veículos e escorregamento de pedestres. Shackel (1990) classifica as peças pré-moldadas de concreto em três grandes grupos de utilização: peças com intertravamento horizontal, peças com intertravamento vertical e peças tipo grelhas.

2.9.3 Peças com intertravamento horizontal

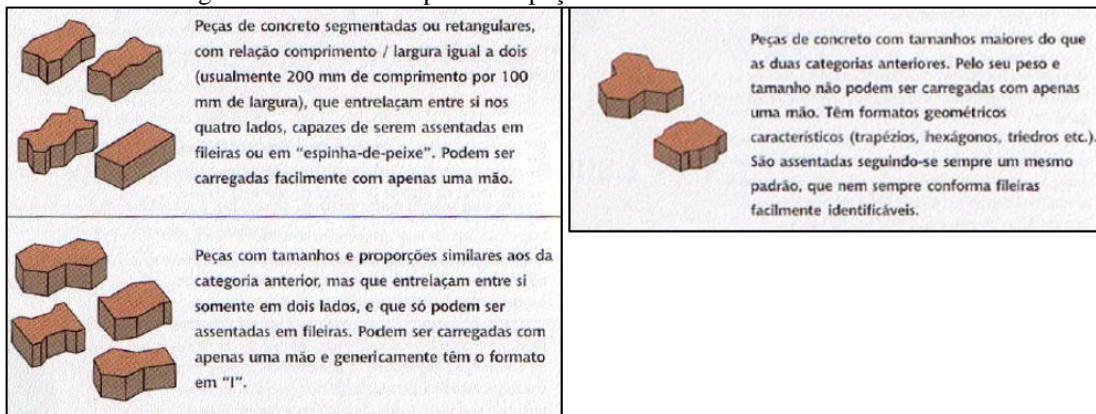
De acordo com Hallack (1998), são do tipo de peças pré-moldadas de concreto mais usuais em todo o mundo. Os custos de fabricação são inferiores em quanto aos outros e permitem um sistema de assentamento bem simplificado. Neste grupo, Hallack (1998) separa as peças, segundo seu formato, em três classes. A Figura 19 apresenta esta classificação. Hallack (1998) e Shackel (1990) discordam com relação à influência da espessura das peças pré-moldadas de concreto no comportamento final do pavimento.

Enquanto Knapton (1996) insiste formidavelmente que a espessura influencia no comportamento estrutural dos pavimentos, Shackel (1991) apresenta plausivelmente resultados de ensaios realizados na África do Sul, com simuladores de cargas veiculares, que apresentam que as deformações permanentes no pavimento eram consideravelmente maiores com peças pré-moldadas de concreto de 60 mm que com peças de 80 mm, num mesmo nível de solicitação. Isto é mostrado na Figura 20. Sendo assim, pode-se dizer que a camada de revestimento possui função estrutural devido à elevada rigidez do concreto e o sistema de intertravamento das peças. Vários autores entram em conformidade (Hallak, 1998, Shackel, 1991, Knapton, 1992 e Karasawa, 2000) que existe uma pequena deformação em todo o tipo de pavimento em peças pré-moldadas de concreto no início de sua utilização proveniente da acomodação inicial do colchão de areia. Logo depois dessa fase, aparecem divergência entre autores já que alguns não acreditam que a capacidade estrutural da camada de revestimento é em função da espessura tanto das peças pré-moldadas de concreto como também do colchão de areia.

2.9.4 Peças com Intertravamento Vertical (com ou sem intertravamento horizontal)

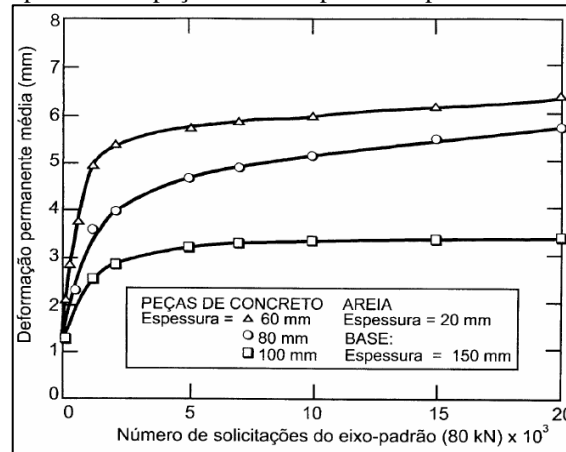
Shackel (1991) expõe que a geometria desse tipo de peça é normalmente muito detalhada e complexa, por isso, são mais difíceis de executar e também são mais onerosas que as peças de intertravamento horizontal. Comumente suas dimensões são grandes, e seu manuseio necessita utilizar as duas mãos. Atualmente são pouco utilizadas. A Figura 21 mostra alguns modelos deste tipo.

Figura 19 - Formatos típicos das peças com intertravamento horizontal



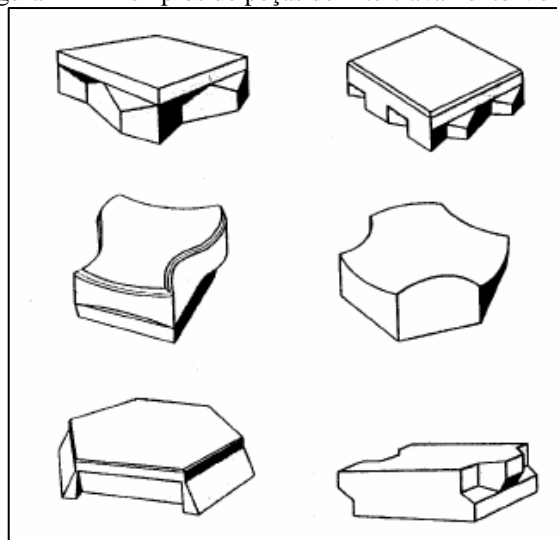
Fonte: Hallack (2001)

Figura 20 - Efeito da espessura das peças no desempenho do pavimento sob solicitação do tráfego



Fonte: Shackel (1991)

Figura 21 - Exemplos de peças de Intertravamento Vertical



Fonte: Senço (2007)

2.9.5 Colchão de Areia

Segundo Beaty (1996), o colchão de areia como é a camada incumbida de fornecer regularidade final ao pavimento, acomodando, quando necessário, as possíveis variações de altura das peças pré-moldadas de concreto e irregularidades da camada de base. Beaty (2000) relata que as principais funções do colchão de areia são:

- No período da compactação da peças de concreto, parte da areia do colchão deverá ser capaz de preencher as juntas na parte inferior das peças dando início o processo de intertravamento;
- Dar suporte homogêneo para as peças assentadas impedindo a concentração de tensão em uma determinada área, que poderia causar deterioração ao pavimento;
- Fornecer uma superfície plana onde as peças podem ser assentadas;
- Acomodar as possíveis diferenças de espessuras das peças e desníveis da base permitindo a regularização final do pavimento.

Segundo Shackel (1990), esta camada faz a ligação entre as peças pré-moldadas de concreto e a base do pavimento, operando como uma barreira de proteção ao desenvolvimento de fissuras às camadas baixas do pavimento.

Burak (2002) diz que, apesar da espessura do colchão de areia corresponder em torno de no máximo 10% da espessura total do pavimento, sua função estrutural não é menos importante que a de qualquer outra camada. A atuação final do pavimento está diretamente ligada a metodologia de execução desta camada, bem como da correta especificação do tipo de areia a ser utilizada.

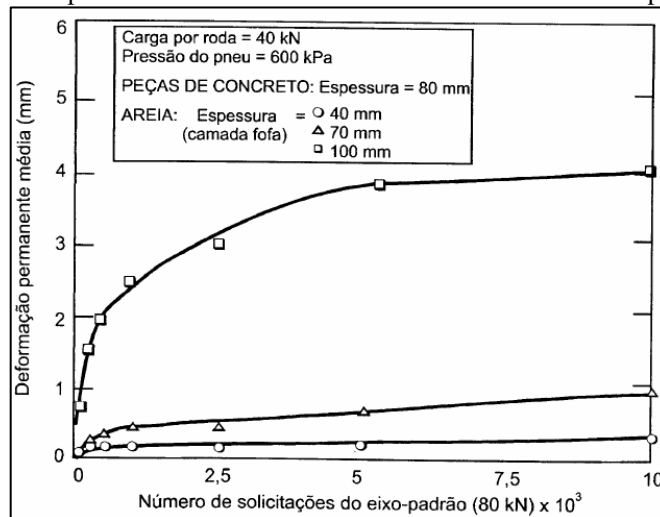
2.9.6 Influência da espessura do colchão de areia

Shackel (1990), Beaty (1996) e Karasawa et. al, (2000) concordam que a espessura e a qualidade da areia utilizada influem diretamente no desempenho final do pavimento. Shackel (1990) destaca que o comportamento estrutural do pavimento está intimamente ligado à espessura da camada de areia bem como à sua granulometria e índice de forma dos grãos. Quanto à espessura, a prática tradicional europeia é de adotar uma espessura final compactada de 50 mm.

Beaty (1996) diz que na Austrália a recomendação de espessura varia de 20 a 40mm, enquanto na Bélgica é de 30 a 50mm. Depois da compactação, o valor mínimo recomendado

de espessura é de 15 mm. Beaty (1996) acrescenta que uma espessura exagerada no colchão gera grandes problemas de afundamento na camada de revestimento. Shackel (1990) apresenta no gráfico da Figura 22 as deformações plásticas de pavimentos experimentais com camadas de areia solta de 100, 70 e 40 mm de espessura.

Figura 22 - Efeito da espessura da camada de areia de assentamento no desempenho do pavimento



Fonte: Shackel (1991)

2.9.7 Demais camadas do pavimento de peças pré-moldadas de concreto e subleito

Segundo Shackel (1990) os fatores que influenciam no desempenho estrutural do pavimento em peças pré-moldadas de concreto são o tipo, qualidade e espessura do material utilizado na base e sub-base. Este pavimento apresenta comportamento estrutural bem próximo ao dos pavimentos flexíveis e esta comprovação é registrada na maioria dos métodos de dimensionamento existentes. O autor ainda diz que as condições de especificação de qualidade e execução para as camadas de base, sub-base e subleito são basicamente os mesmos dos pavimentos asfálticos. Knapton (1996) diz que os seguimentos de dimensionamento da FAA - Federal Aviation Administration (Administração Federal de Aviação), utilizam a mesma metodologia para os pavimentos flexíveis e os pavimentos de peças pré-moldadas de concreto, onde, simplesmente, no processo de dimensionamento as variáveis independentes são:

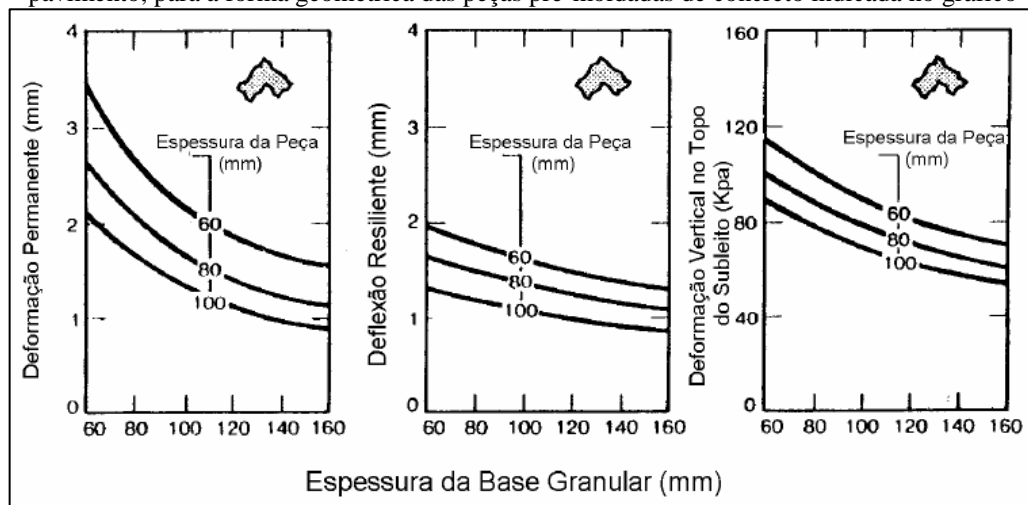
- Resistência do subleito (determinada através do método do CBR);
- Tipo de material a ser utilizado na base – granular ou estabilizado quimicamente;
- Tráfego (No caso, seleção dos tipos de aeronaves e número de decolagens equivalentes anuais).

As variáveis dependentes ou resposta são:

- Espessura total do pavimento;
- Espessura do revestimento (peças pré-moldadas de concreto + colchão de areia) + camada de base;
- Espessura mínima da Base.

Shackel (1991) alega que, foram estudadas correlações entre deformação permanente e, deflexões plásticas e tensões no subleito em relação à espessura da peças pré-moldadas de concreto em duas pesquisas em pistas de ensaios acelerados. Segundo já mostrado nas Figuras 20 e 22, a modificação da espessura na camada de revestimento, mais precisamente na espessura das peças, é mais significativo que a variação da espessura da base, confirmando a importância estrutural da camada de revestimento. Em contrapartida, o custo da camada de base e sub-base é menor que o da espessura da camada de peças pré-moldadas de concreto, em termos de m^3 de material.

Figura 23 - Influência do efeito combinado das espessuras do revestimento e da base no desempenho do pavimento, para a forma geométrica das peças pré-moldadas de concreto indicada no gráfico



Fonte: Shackel (1990)

2.10 Coeficiente de Equivalência Estrutural (k)

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), o coeficiente estrutural é determinado em função de uma espessura granular para uma unidade de espessura de um determinado material considerado como padrão.

De acordo com Pinto e Preussler (2002), na falta de correlações experimentais no Brasil, são adotados valores adaptados da experiência rodoviária norte-americana e decorrentes,

principalmente, das pistas experimentais da AASHTO. Os valores de coeficientes estruturais utilizados estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Coeficiente de Equivalência Estrutural (K)

Componentes do pavimento	Coefficientes K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: Manual de Pavimentação do Departamento de Estradas de Rodagem (1996)

Os coeficientes para as diversas camadas do pavimento respeitam a seguinte nomenclatura:

Reforço: K_{Ref}

Sub-base: K_{SB}

Base: K_B

Revestimento: K_R

2.11 Índice de Suporte Califórnia (Califórnia Bearing Ratio)

De acordo com o Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT, 2006), o ensaio de CBR – Califórnia Bearing Ratio – (Índice de Suporte Califórnia) tem como fim a determinação da relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo de prova de solo, e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa brita padronizada.

O resultado dessa relação deve ser expresso em porcentagem, e permite determinar, por meio de equações empíricas, a espessura de um pavimento flexível suficiente, em função do tráfego.

Segundo o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) o ensaio é composto em três etapas

visando a obtenção da curva de expansão e medida da resistência à penetração. A Norma Brasileira de Regulamentação que diz respeito às etapas do ensaio é a NBR 9895/1987.

Quando se desejar e for justificável uma segurança maior, em vez do CBR, pode-se usar o CBR corrigido em função do Índice de Grupo (IG), que é função dos resultados dos ensaios de caracterização do solo do subleito, e denominado Índice de Suporte (IS).

Para definir as camadas de um pavimento é necessário conhecer o Índice de Suporte Califórnia (CBR), Índice de Suporte do Subleito (IS) e Índice de Grupo (IG). O Índice de Suporte do Subleito é dado através da expressão:

$$\text{Índice de Suporte (IS)} = \frac{(\text{IS}_{\text{CBR}} + \text{IS}_{\text{IG}})}{2} \quad \text{Equação (06)}$$

onde:

IS_{CBR} = índice de suporte numericamente igual ao índice de suporte Califórnia (CBR – obtido em ensaio e dado em porcentagem);

IS_{IG} = índice de suporte derivado do índice de grupo.

Tabela 14 - Índice de Grupo x Índice de Suporte

IG	ISIG	IG	ISIG
0	20	7	8
1	18	8	7
2	15	9 a 10	6
3	13	11 a 12	5
4	12	13 a 14	4
5	10	15 a 17	3
6	9	18 a 20	2

Fonte: UNIMAR – Universidade de Marília (2006)

O método estabelece a condição de que o Índice de Suporte máximo seja igual ao valor do CBR; isto significa que quando o índice de suporte for maior que o CBR, o valor adotado para o IS será o do próprio CBR.

2.12 Avaliação dos principais métodos de dimensionamento do pavimento intertravado

Shackel (1990) diz que os métodos de dimensionamento dos pavimentos em peças pré-

moldadas de concreto podem ser desmembrados em quatro categorias:

- Fundamentados em experiências de campo ou experiências locais;
- Fundamentados em dados empíricos;
- Fundamentados em mutações dos métodos existentes para pavimentos flexíveis, através da modelagem de equivalência dos materiais;
- Fundamentados em modelos computacionais mecanísticos.

De acordo com Cruz (2003), o dimensionamento dos pavimentos em peças pré-moldadas de concreto tem se desenvolvido num contexto de vários tipos de aplicações nas últimas duas décadas, desde sua utilização característica em via de pedestres até aplicações especiais em áreas de grandes concentrações de cargas estáticas, como áreas portuárias e aeroportuárias.

Hallack (1998) afirma que há complexidade na determinação do valor do módulo de elasticidade do revestimento composto (peças pré-moldadas de concreto + colchão de areia) para o dimensionamento ou análise estrutural das peças. Os resultados obtidos nas análises realizadas em simuladores acelerados de tráfego ou medições no local apresentam uma grande dispersão. Além disto Hallack (1998) diz que a simulação também é complexa para sua determinação em conjunto com vários tipos de base (estabilizadas com material betuminoso, estabilizadas com cimento, granulares e areia), e deve-se, portanto, estabelecer procedimentos para obtenção dos resultados através de ensaios de laboratório, retro análise a partir de medições de deflexões fornecidas pelo FWD - Falling Weight Deflectometer (Deflectômetro de Impacto) em pistas experimentais ou através da observação e acompanhamento de pavimentos em serviço.

Hallack (1998) diz ainda que a maior parte dos processos de dimensionamento de pavimentos de peças pré-moldadas de concreto vem de adequações da metodologia de cálculo para pavimentos flexíveis, onde o conceito de camadas equivalentes necessariamente é empregado. De acordo com Cruz (2003), duas importantes escolas mundiais, a Americana e a Britânica, promovem atualmente esta metodologia. Nos Estados Unidos, a NCMA - National Concrete Masonry Association (Associação Nacional de Alvenaria de Concreto), fez a adaptação do método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da AASHTO - American Association of State Highway of Transportation Officials (Associação Norte-Americana de Especialistas Rodoviários e de Transporte) para utilização em pavimentos peças pré-moldadas de concreto. Um processo análogo foi implementado para pavimentos rodoviários na Inglaterra

e, em paralelo, foram feitas adaptações peculiares para o dimensionamento de pavimentos de aeroportos.

Shackel (1990) descreve que nos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos é normal se transformar o efeito destrutivo de cada eixo no efeito de dano do eixo padrão por meio de fatores de equivalência (FEC), sendo o mais versado destes fatores os chamados de “lei da quarta potência” (expoente 4) segundo o método da AASTHO (1993). Não há provas, todavia, de que esta mesma lei se aplique a pavimentos de peças pré-moldadas de concreto.

De acordo com Cruz (2003), dados indicam que para cargas de 70kN ou menos, nem a intensidade da carga nem o número de repetições tem efeito considerável na resposta do pavimento de peças pré-moldadas de concreto e não seriam aplicáveis os FEC. Porém, pela facilidade de tratar situações distintas quanto a número de veículos e cargas, este conceito acaba que, por fim, sendo usado também nos pavimentos intertravados. Cruz (2003) ainda diz que o ideal seria considerar todos os eixos e suas proporções na frota para cálculo das tensões, como se faz no dimensionamento de pavimentos de concreto, acolhendo um valor inferior do qual não teria gravidade no dimensionamento, ou seja, o número de repetições para estas cargas seria ilimitado.

De acordo com Beaty (1996), para pavimentos que recebem carga industrial, estática ou móvel, recolhe-se o conceito de equivalência da área de Portos da Inglaterra, que usa equivalência com uma carga com 120 KN num eixo simples de pneu com 0,8 MPa de pressão de contato. As peças pré-moldadas de concreto são altamente resistentes a punção por carga estática, no entanto, mesmo em área de estocagem de contêineres, é aconselhado o dimensionamento para as cargas móveis somente. Também se considera que as peças pré-moldadas de concreto são menos sensíveis a sobrecarga do que os pavimentos de concreto e de concreto betuminoso usinado a quente.

Segundo Shackel (1990), quanto aos fatores ambientais, não há evidências de que a estrutura do pavimento de peças pré-moldadas de concreto seja afetada por temperatura; diferente dos pavimentos de concreto, as peças pré-moldadas de concreto não apresentam expansão nem empenamento. No critério de desempenho associado à deformação elástica, normalmente nos pavimentos asfálticos a deflexão admissível está próximo de 0,5mm, mas os pavimentos intertravados admitem maiores deflexões sem ficarem inservíveis, quando têm base granular. Portanto, visto esta situação, não se deve utilizar diretamente um método de dimensionamento de pavimento flexível para peças pré-moldadas de concreto, pois, as exigências são maiores. No caso de o pavimento de peças pré-moldadas de concreto ser com camada cimentada, esta exigirá deflexões até inferiores do que o pavimento asfáltico, e,

novamente, o método não se aplica.

De acordo com Hallack (1998), a deformação permanente nos pavimentos de peças pré-moldadas de concreto deve ser controlada como no caso dos pavimentos asfálticos, pois, influencia a segurança e o conforto ao rolamento e gera acúmulo de água. O valor do afundamento admissível depende da seção transversal do pavimento. Nos pavimentos asfálticos, esta deformação permanente em geral se situa entre 10 e 40mm. Na Holanda, admite-se para os pavimentos de peças pré-moldadas de concreto até 25mm de afundamento para nível de serventia e até 35mm para limite estrutural. Nos blocos, a presença das juntas das peças permite ter referência visual para os desalinhamentos, direcionando então as peças pré-moldadas de concreto a terem maiores críticas do que ao concreto betuminoso usinado a quente com mesmo afundamento.

Segundo Shackel (1990), um pavimento que apresenta bom intertravamento entre as peças pré-moldadas de concreto pode suportar altas cargas e se comportar muito mais como um pavimento flexível homogêneo do que como um grupo de placas individuais. Os primeiros métodos propostos para dimensionamento de pavimentos de peças pré-moldadas de concreto baseavam-se diretamente nos métodos de pavimentos asfálticos, admitindo equivalência estrutural 1 para 1 para espessuras entre concreto betuminoso a quente e peças pré-moldadas de concreto mais colchão. Por isso, durante algum tempo, houve esforços para investigar rigorosamente o mecanismo de trabalho das peças pré-moldadas de concreto.

2.13 Critérios gerais utilizados nos procedimentos de dimensionamento

Segundo Cruz (2003), no caso dos pavimentos de peças pré-moldadas de concreto, a análise integral das disposições dos métodos automáticos de dimensionamento indica que a maioria dos métodos “oficiais”, ou seja, aqueles métodos indicados por alguma entidade ou órgão de governo:

- Considera o comportamento do pavimento intertravado como um pavimento flexível, passando a empregar métodos de cálculo de tensões originalmente desenvolvidos para pavimentos asfálticos.
- Usa a relação linear para representar o desempenho de tensão – deformação dos materiais das camadas e subleito, até mesmo admitindo que a camada combinada pela peças pré-moldadas de concreto e colchão de areia trabalha como uma camada equivalente ao revestimento asfáltico composto de concreto betuminoso quanto ao valor modular, quando vai considerar as

características comuns da estrutura para a repartição de tensões.

- Impõe que a existência das juntas entre as peças pré-moldadas isenta que se considerem as tensões de tração nesta camada quando se faz o dimensionamento, ou melhor, a analogia com o revestimento asfáltico de uma camada contínua só é válida na hora da modelagem numérica da distribuição de tensões, mas o comportamento real está longe de ser contínuo. As juntas trabalham como descontinuidades para tensões de tração, ou seja, não transmitem esforços de tração entre peças e a pequena dimensão das peças em relação à área de contato das cargas impossibilita o desenvolvimento de flexão na própria peça.
- Considera que a utilização de base estabilizada com cimento é quase uma imposição da maioria das considerações de carga.
- Considera que a espessura e forma das peças pré-moldadas são consideradas fixas em muitos dos métodos.

Knapton e Cook (1992), a partir de apontamentos realizados em várias obras de pavimento de peças pré-moldadas de concreto com usos variados, na Inglaterra, tiraram algumas conclusões sobre os tipos de ruptura deste tipo de pavimento:

- Quase não ocorre quebra dos componentes (peças); quando ocorre é na maioria das vezes por sobrecarga.
- Os maiores problemas ocorrem com as juntas das peças pré-moldadas de concreto, tendo sido observado que muitas rupturas ocorrem porque as juntas param de operar: juntas muito largas ou muito estreitas, juntas não preenchidas ou preenchidas com material inadequado. Esta forma de ruptura pode ser súbita. As juntas precisam ser consideradas em conjunto com o material de assentamento, mas tendo o cuidado para que o material da junta não se misture com o colchão.
- O colchão de areia pode levar a ruptura quando o material é tão fino que impossibilita o fluxo de água, o que causa pressão neutra e reduz a resistência. Foi visto até caso de “areia movediça”.
- Em nenhum caso encontrou-se de ruptura de base, especialmente nos casos em que a obra foi acompanhada de perto por engenheiros experientes.
- É de extrema importância a manutenção para evitar a degradação dos pavimentos de peças pré-moldadas de concreto. Precisa ser especificada uma técnica de manutenção, que não seja algo inútil, mas que também não precise incluir procedimentos sofisticados tais como utilizar equipamentos de vácuo para limpar as juntas. O básico e, à princípio suficiente, seria por exemplo estabelecer uma meta de correção de defeitos por ano.

Em resumo, Knapton e Cook (1992) concluíram que as principais causas de ruptura em pavimentos de peças pré-moldadas de concreto são:

- Juntas não operando corretamente.
- Instabilidade no colchão de areia.
- Escolha inapropriada da base.
- Negligência quanto à manutenção.

Knapton e Algin (1996) apresentam soluções matemáticas para previsão do intertravamento entre peças pré-moldadas de concreto. O intertravamento é definido como a impossibilidade de uma peça individual se mover independentemente de suas adjacentes, sendo possível três componentes de movimento: rotacional, vertical e horizontal. As equações desenvolvidas mostram que as tensões transmitidas pelas peças ao colchão de areia podem ser maiores do que 45% da tensão aplicada na superfície da peças pré-moldadas de concreto quando esta carga está a 45° em relação à peça.

Knapton (1992) diz que, nos métodos de dimensionamento dos pavimentos peças pré-moldadas de concreto existentes, a hipótese primária adotada é que a camada de revestimento formada pelas peças e o colchão de areia contribui estruturalmente para o pavimento segundo um comportamento de material homogêneo e elástico, sendo equivalente estruturalmente a camada de mistura asfáltica. Esta hipótese admite a adaptação de grande parte dos métodos para pavimentos flexíveis para serem utilizados para dimensionar pavimentos de peças pré-moldadas de concreto.

Segundo Cruz (2003), a equivalência dos materiais entre as peças pré-moldadas de concreto e mistura asfáltica tem sua origem em uma pesquisa feita pela Associação de Concreto e Cimento da Inglaterra iniciada em 1974, cujos resultados foram publicados em 1976. Nesta pesquisa foi utilizado um carregamento estático aplicado em vários tipos de pavimentos de peças pré-moldadas de concreto e pavimentos asfálticos, medindo-se a tensão normal na direção vertical gerada abaixo do colchão de areia e assim estabelecendo a equivalência entre os materiais. Deve-se ainda considerar que:

- As peças pré-moldadas de concreto desenvolvem intertravamento, impedindo que as peças possam se movimentar livremente. O resultado do intertravamento é um comportamento estrutural similar ao do pavimento flexível.
- As peças pré-moldadas de concreto têm uma espessura equivalente à da camada de

revestimento asfáltico usualmente empregado em trechos rodoviários.

- Em áreas de tráfego comercial, as peças pré-moldadas de concreto necessitam de uma espessura maior que 65 mm e menor ou igual a 80 mm.
- O formato das peças pré-moldadas de concreto não interfere na performance do pavimento.
- As peças pré-moldadas de concreto são suficientemente permeáveis para saturar as camadas inferiores.
- O colchão de areia deverá ser o menos espesso possível, obedecendo as tolerâncias requeridas.
- O material utilizado no colchão não deverá perder estabilidade quando estiver saturado de água.

Segundo Knapton (1992), o tráfego para cálculo de dimensionamento utilizado para as aplicações em rodovias, dá-se através do número N, calculado através do número de repetições do eixo padrão no período de projeto, ou pela simples contagem de veículos comerciais por dia por período de projeto. Segundo o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) a expressão é:

$$N = V_t \times F_v \times F_R \quad \text{Equação (07)}$$

onde:

V_t = Volume total do tráfego;

F_v = Fator de veículo;

F_R = Fator regional.

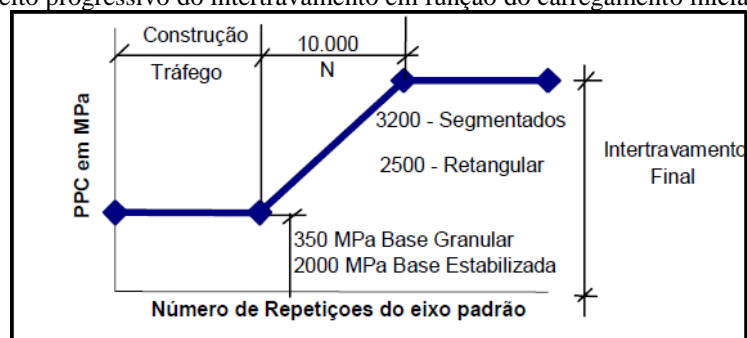
De acordo com o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), o CBR é utilizado para avaliar a resistência do subleito. É recomendada em ábacos empíricos a utilização de camada de reforço do subleito, quando o CBR for menor de 5%.

De acordo com Cruz (2003), existem tabelas de equivalência dos materiais que são utilizados em todas as camadas do pavimento. A partir do CBR do subleito e conhecido o tráfego no período de projeto, as espessuras das camadas são extraídas facilmente de ábacos semiempíricos. Assim, fica simplificado propor um fluxograma para a determinação do tipo do material e espessura das respectivas camadas.

Shackel (1992) diz que, em estudos experimentais realizados em pavimentos de peças pré-moldadas de concreto, foi observado um acréscimo de rigidez progressivo da camada de peças pré-moldadas de concreto mais colchão de areia nos estágios iniciais de vida do pavimento até atingir um equilíbrio ou uma condição de intertravamento máxima. Esta condição ocorre durante as primeiras 10.000 repetições do eixo padrão. Exames realizados com

FWD em vários pavimentos também admitiram esta tendência. No gráfico da Figura 24 está representado esquematicamente o efeito progressivo do intertravamento com o tráfego. Esta característica influi diretamente nas premissas da metodologia de dimensionamento utilizada. Como se pode observar, as peças pré-moldadas de concreto segmentadas atingem até 3200 MPa de módulo resiliente, enquanto as retangulares podem chegar a 2.500 MPa.

Figura 24 - Efeito progressivo do intertravamento em função do carregamento inicial do pavimento



Fonte: Shackel (1992)

Shackel (1992) utilizou da revisão da norma da AASHTO de 1986 para sugerir uma adaptação para aplicações em pavimentos de peças pré-moldadas de concreto. Na adaptação do método, propôs as seguintes premissas para considerar o conceito de equivalência de camada estrutural entre o asfalto e as peças pré-moldadas de concreto:

- As peças pré-moldadas de concreto devem possuir 8,0 cm de espessura, ser do modelo segmentado (ou 16 faces), e estarem assentadas no modelo de espinha de peixe.
- O valor do módulo da camada de peças pré-moldadas de concreto e colchão de areia varia de 350 MPa até 3.100 MPa.
- A partir de 10.000 solicitações do eixo padrão o pavimento atinge o intertravamento total, atingindo a equivalência estrutural comparada com a massa asfáltica de mesma espessura.

2.14 Carga sobre o pavimento

De acordo com Souza (1976), os pavimentos recebem com frequência tensão resultante da ação direta dos carregamentos do tráfego. Esse carregamento é transmitido por meio das rodas pneumáticas dos veículos para a estrutura do pavimento.

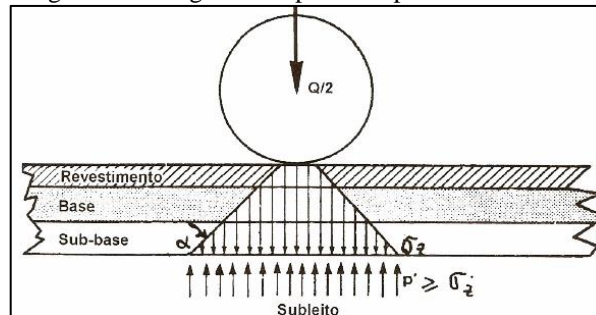
Segundo Souza (1976), ainda, a carga atua provocando deformações no pavimento, sendo a gravidade da deformação influenciada pela geometria da carga, o valor da mesma,

pressão do pneumático e do ponto de sua medição em relação a sua atuação.

O contato direto entre o pneu e o pavimento tem um formato próximo ao elítico, e a pressão do pneu sobre o pavimento tem uma aplicação de força máxima no centro, sendo que o restante da força é distribuído de forma parabólica, dada relativa rigidez dos pneus, segundo Senço (1997).

De acordo com Senço (1997), quem recebe maior pressão de contato obviamente é o pavimento, com isso o subleito recebe uma pressão muito menor, e quanto maior a espessura do pavimento e maior a nobreza dos materiais componentes, menor será a pressão no subleito. Veja a Figura 25 que demonstra o funcionamento das pressões causadas pela carga e transmitidas pelos pneumáticos sobre o pavimento e posteriormente subleito.

Figura 25 - Diagrama de pressão aplicada ao subleito



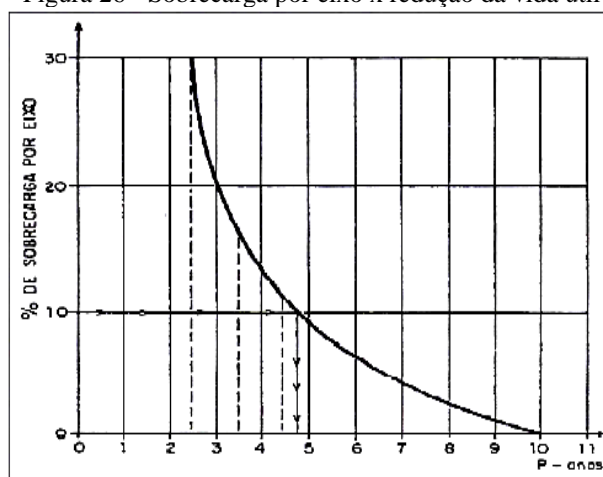
Fonte – Senço (1997)

Segundo Souza (1976), no dimensionamento, não apenas os carregamentos a que será solicitada a estrutura devem ser considerados, mais também o número de repetições destes carregamentos, o tempo de atuação, definido pela velocidade de tráfego dos veículos e as posições de tráfego dos veículos dentro das faixas de trânsito.

De acordo com Pinto e Preussler (1994), as variações entre os acréscimos de cargas por eixo e os correspondentes efeitos de destruição do pavimento ocorrem de forma exponencial. Desta forma, torna-se imprescindível que os órgãos rodoviários façam o devido controle dos pesos por eixo a fim de garantir a durabilidade dos pavimentos em uso.

Segundo Pinto e Preussler (1994), visto o gráfico a seguir, pode ser observado que com uma sobrecarga de 10 % agindo em uma estrutura projetada para uma vida útil de 10 anos, pode ter sua durabilidade reduzida para apenas 5 anos e se este acréscimo for de 20%, a redução vai em até 70% do tempo para qual foi projetada, ou seja, apenas 1/3 da vida útil prevista.

Figura 26 - Sobrecarga por eixo x redução da vida útil



Fonte – Pinto e Preussler (2002, p.10)

2.15 Dimensionamento para tráfego leve

De acordo com Cruz (2003), apesar de ser um dos segmentos em que mais se utiliza o pavimento de peças pré-moldadas de concreto em todo o mundo, muito pouco existe sobre o dimensionamento de pavimentos de peças pré-moldadas de concreto em áreas de tráfego leve. Estas áreas são as preferidas pelos arquitetos e paisagistas, que utilizam a potencialidade de formatos e cores que este tipo de pavimento oferece.

Segundo Senço (2007), as áreas de tráfego leve são, geralmente estacionamentos, pátios, calçadas, praças, ciclovias e ruas secundárias. Os problemas ocorrido nestes tipos de aplicação, são comuns e estão associados a aspectos construtivos: falha de compactação da camada de base granular e falta de confinamento em regiões de borda. Na maioria dos projetos deste tipo, é mais relevante a técnica do projetista e sua habilidade do que outras classes de pavimentos. No geral, são projetos pequenos que devem ser bem baratos, e o pavimento deve precisar de pequena ou nenhuma manutenção durante sua vida útil.

Cook (1996) propõe metodologia empírica para o dimensionamento dos pavimentos de tráfego leve, tendo por base experiências anteriores. Classifica os pavimentos de tráfego leve em duas categorias:

- Tráfego de pedestres e veículos leves;
- Tráfego de veículos leves e poucos veículos pesados.

Em função da categoria da área a ser pavimentada, são propostos fluxogramas de dimensionamento, descritos na Figura 27 para a categoria A, e Figura 28 para a categoria B.

Cook (1996) propõe para os pavimentos desta categoria, na ausência de ensaios disponíveis do solo (o que geralmente acontece), proceder um teste prático, que é, caminhando sobre o subleito, verificar a presença da impressão das marcas dos passos no solo. A partir desta observação, classifica-se o subleito conforme indicado na Figura 27.

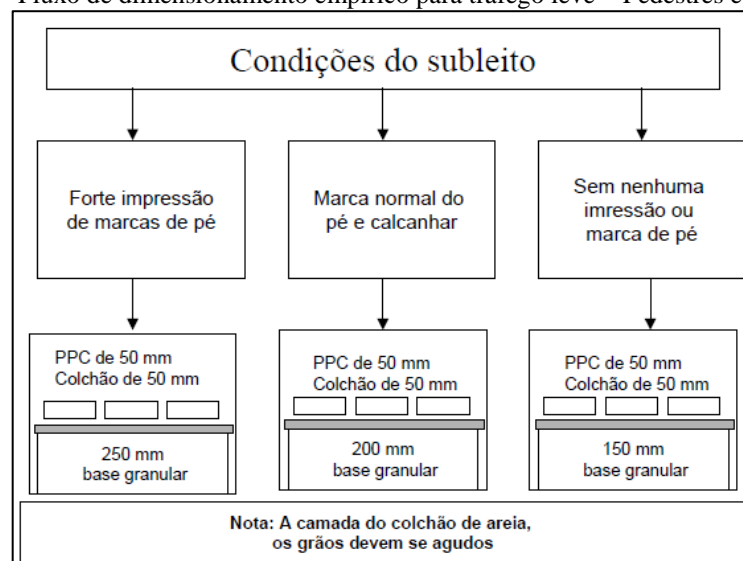
A Associação Espanhola de peças pré-moldadas de concreto (1997) propõe uma classificação dos tráfegos leves em 5 categorias, conforme mostrada na Tabela 15.

Tabela 15 - Categorias de Tráfego para pavimentos

CATEGORIA	TRÁFEGO DE PROJETO (Veículos pesados por dia)
C0	50 a 150 Ruas ou artérias principais de elevado tráfego; Parada de ônibus; Estações de serviço; Terminais para caminhões e áreas de armazenamento que não superam 150 veículos por dia
C1	25 – 49 Ruas comerciais, Ruas com largura > 6 metros, sem parada de ônibus Travessias de carretas com tráfego até 49 veículos por dia
C2	15 – 24 Ruas de grande atividade comercial, Ruas com largura > 6 metros e Serviço de ônibus
C3	25 – 49 Ruas comerciais com largura maior que 6 metros, sem serviço regular de ônibus
C4	0 – 4 Áreas de pedestres, ruas com largura menor que 6 m sem tráfego comercial, ruas exclusivamente comerciais. Aparecimento esporádico de veículos.

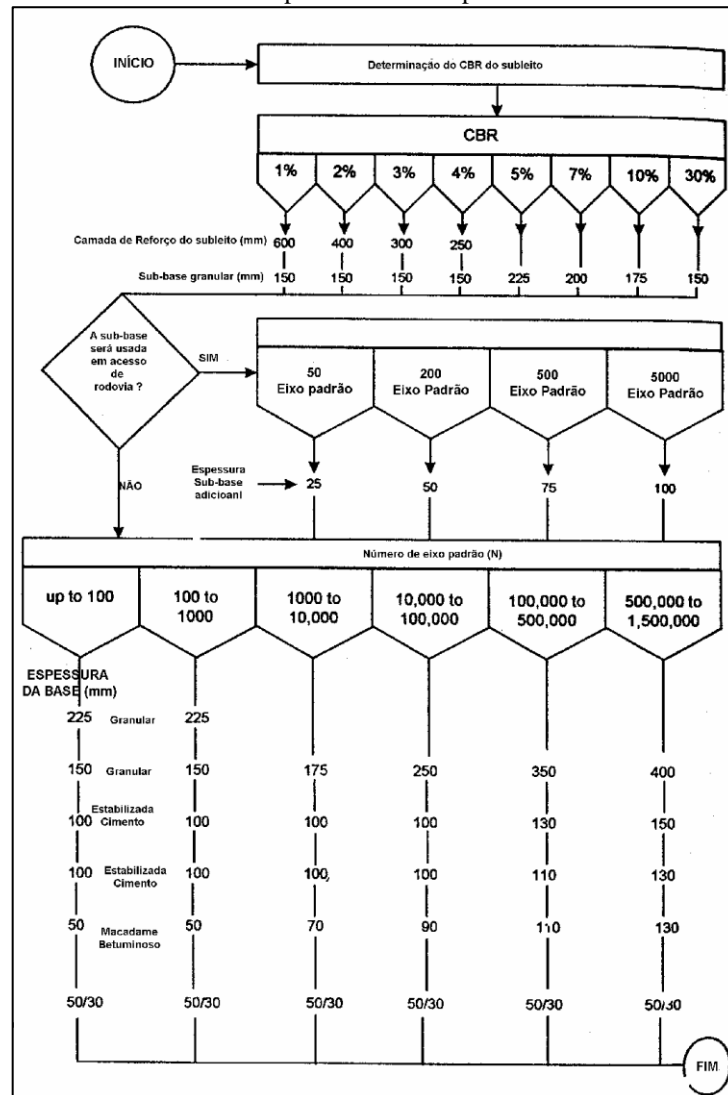
Fonte: Euroadoquin (1997)

Figura 27 - Fluxo de dimensionamento empírico para tráfego leve – Pedestres e carros leves



Fonte: Cook (1996)

Figura 28 - Fluxo de dimensionamento empírico de peças pré-moldadas de concreto para tráfego leve – veículos leves e poucos veículos pesados



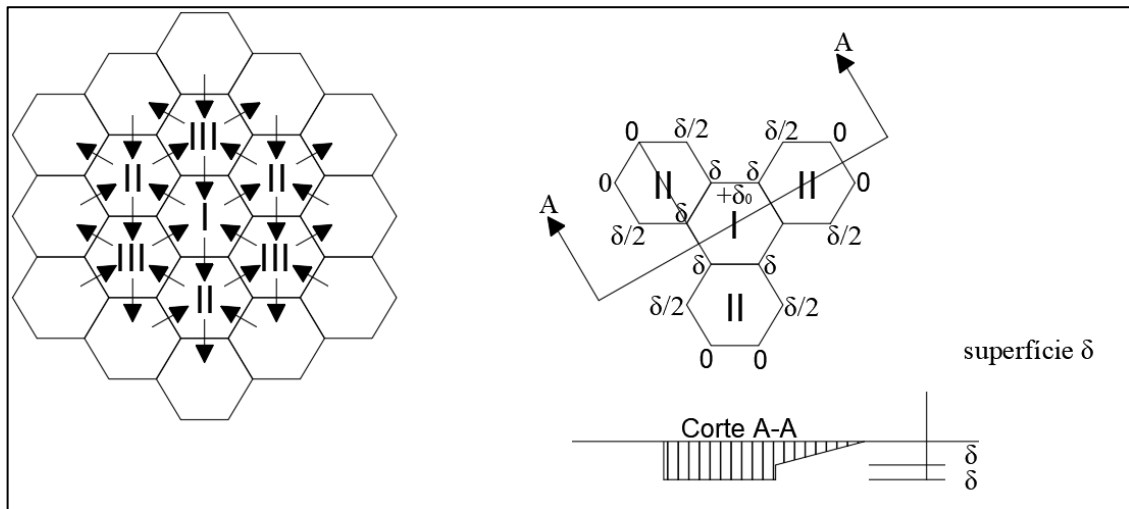
Fonte: Cook (1996)

Segundo Senço (2007), são recentes os estudos sobre dimensionamento de pavimentos de blocos de concreto pré-moldados e articulados. No Brasil, a Associação Brasileira de Cimento Portland tem estudos feitos sobre blocos sextavados com articulações juntapostas em planos inclinados paralelos, dos quais, será apresentado um resumo nos textos seguintes.

2.15.1 Cálculo da parcela de carga transmitida ao terro (q_1)

Seja um terreno de características conhecidas, traduzidas pelo seu coeficiente de recalque, sobre o qual assenta o pavimento de blocos. Supondo que dentre uma pequena área de blocos, apenas o bloco central (I) esteja carregado.

Figura 29 - Esquema de transmissão de cargas em blocos – II – e seção transversal mostrando o recalque sob o bloco – I e os blocos – II



Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 1998)

símbolos;

A = área do bloco;

P = carga sobre o bloco (I);

q = carga atribuída uniformemente sobre (I) = (P/A)

$\delta + \delta_0$ = recalque de (I) antes de haver transmissão de carga;

δ = recalque medido a partir do momento em que haja transmissão de carga;

k = coeficiente de recalque do terreno ou da base;

q_1 = pressão exercida pelo bloco (I) sobre a base.

São considerados desprezíveis os efeitos de transmissão de carga, que aparecem além dos blocos (II), embora sejam suficientes para garantir as reações negativas para que, nos blocos (II), as bordas opostas às carregadas não se levantem. É desprezada, também, a elasticidade dos blocos em relação à elasticidade do terreno e da base.

Cálculo de q_1 :

O diagrama de deformações, quando se aplica carga P , será representado por uma superfície S , indicada na figura acima, pelas projeções horizontais e cotas dos vértices. Um corte A-A teria o aspecto da figura.

Considerando que o peso da pavimentação é desprezível, o volume V , limitado pela superfície S , será proporcional à carga aplica P .

então:

$$P = V \cdot \beta \quad \text{Equação (08)}$$

$$V = A(\delta_0 + \delta) + 3A(\delta/2) = A(\delta_0 + 5/2 \cdot \delta) \quad \text{Equação (09)}$$

$$q = P/A = [A(\delta) / A] = (\delta_0 + 5/2 \cdot \delta) \cdot \beta \quad \text{Equação (10)}$$

sendo:

$$q_1 = (\delta_0 + \delta) \cdot \beta \quad \text{Equação (11)}$$

tem-se:

$$q_1/q = (\delta_0 + \delta) / (\delta_0 + 5/2 \cdot \delta) \quad \text{Equação (12)}$$

A hipótese feita a seguir é fundamental para o dimensionamento dos pavimentos de blocos articulados. De fato, é preciso, para boa distribuição de cargas, que as articulações promovam eficiente transmissão de carga aos blocos vizinhos.

Admitindo-se que exista transmissão eficiente, e que a base seja suficientemente elástica para que δ_0 se torne desprezível em relação a δ , tem-se:

$$\delta_0 = 0$$

$$q_1/q = 2/5$$

$$q_1 = 0,4 \cdot q \quad \text{Equação (13)}$$

A parcela de carga transmitida ao terreno pelo bloco (I) seria igual a 40% da carga que lhe é aplicada. Para o dimensionamento do pavimento, a transmissão admitida é de 50%.

2.15.2 Cálculo da espessura do pavimento

Os blocos para estarem à serviço do mercado devem ser submetidos à ensaios os quais devem satisfazer as seguintes condições:

- Resistência à compressão: 250 kg/cm² em média, e 200 kg/cm², no mínimo;
- Absorção de água $\leq 7,5\%$;
- E para aceitação do lote completo, não se pode ter mais de 20% do lote reprovado nas condições estabelecidas. Serão rejeitados os lotes cujos corpos-de-prova representativos não

satisfação os limites impostos nos ensaios de resistência à compressão e absorção de água.

Empregando o método CBR – índice de Suporte California, tomando apenas 50% da carga por roda.

$$e = (100 + 150\sqrt{P/2}) / (I_s + 5) \quad \text{Equação (14)}$$

sendo:

e = espessura total do pavimento, em cm;

P = carga de roda em toneladas (t);

I_s = CBR do subleito, em porcentagem.

Tem-se todos os elementos para o cálculo da espessura do pavimento. Até o momento, os pavimentos de blocos de concreto têm sido executados sem maiores cuidados quanto ao dimensionamento. O emprego do método CBR para esse dimensionamento é uma tentativa no sentido de aplicar estudos já fartamente empregados nos dimensionamentos de pavimentos de estradas. A extensão pode ser tentada, uma vez que os pavimentos de blocos de concreto podem ser considerados semiflexíveis, e tendo em vista que, no que tange ao revestimento em si, as próprias condições do material empregado (concreto), além do controle prévio que é possível sobre o mesmo, são elementos que atuam no sentido da segurança, em relação aos revestimentos comumente utilizados.

O estudo do dimensionamento leva-se às seguintes considerações:

- Se o material do subleito possuir uma capacidade de suporte traduzida por um CBR=20%, o pavimento (base de areia e revestimento) pode ser executado diretamente sobre o subleito preparado, sendo desnecessária a sub-base;
- Em casos de ruas de tráfego urbano pouco intenso e de veículos leves, principalmente em bairros essencialmente residenciais, pode se desprezar o dimensionamento. A experiência, nesse particular, tem demonstrado o bom comportamento do pavimento sem sub-base;
- O sistema de articulações deve merecer uma atenção toda especial, pois uma transmissão deficiente de carga torna inócuas as hipóteses iniciais feitas;
- Desde que a base e o revestimento têm espessuras pré-fixadas, a determinação do subleito

serve inicialmente como verificação. Se não for atingido o valor mínimo que isenta o pavimento da sub-base e as condições de tráfego exigirem a construção dessa sub-base, esta, em geral, é executada com abertura de caixa para receber o material importado, pois a cota superior do pavimento é determinada em relação ao nível de guias;

- O estudo do dimensionamento apresentado, no que se refere à transmissão de carga, pode ser estendido aos blocos quadrados com transmissão em duas faces apenas, desde que a mesma carga aplicada à área de cada bloco seja acrescida de um valor que compense a deficiência acarretada pelo menor número de faces transmissoras de carga.

2.16 O sistema de drenagem urbana

Segundo o Manual de Projeto do Departamento de Águas e Energia Elétrica e Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental DAEE/CETESB (1980), o sistema de drenagem completa o conjunto de otimizações públicas existentes em território urbano, sejam: rede de água, de esgotos sanitários, de cabos elétricos e telefônicos além da iluminação pública, pavimentação de ruas, guias e passeios, parques, áreas de recreação e lazer, e outros.

De acordo com a CETESB (1980), é importante que a área urbana seja planejada visando amplos aspectos, sendo projetada integralmente com todos recursos necessários para satisfação de uma população, otimizando toda melhoria possível e dando coerência no que é esperado. Se houverem planos regionais, quer estaduais, quer federais, é interessante a perfeita compatibilidade entre o plano urbano e esses planos. O sistema de drenagem deve estar incluso na iniciação de um planejamento urbano, quando não é considerada desde o princípio, é simplesmente plausível uma previsão de que o sistema será custoso e trará também relevo por sua ineficiência.

Gribbin (2012), complementa que embora existam diversas otimizações urbanas, o sistema de drenagem possui peculiaridades, como: o escoamento de águas pluviais sempre ocorrerá, e independe de existir ou não sistema de drenagem apropriado. A eficiência desse sistema é que vai determinar se os benefícios ou prejuízos à população serão maiores ou menores. Em estudos mais visionados sempre será possível estabelecer sistemas de drenagem menos custosos, paralelamente, aumentando os benefícios resultantes. Por exemplo, a construção de sarjetões nas travessias de ruas ao invés de lançar bocas de lobos desnecessariamente onde não há acúmulo de água suficiente para necessidade do mesmo. O projeto de canais livres (abertos), podendo eliminar a necessidade de tubulações enterradas, merece análise pormenorizada, pois procede em investimentos de menor vulto.

De acordo com o Gribbin (2012) deve-se considerar também aspectos que diz respeito à urbanização de áreas altas, as quais podem resultar no aumento de escoamento de águas pluviais rumo às regiões baixas. O emprego de montante para ser projetado, deve conservar as condições naturais através de reservatórios de acumulação das cheias, ou ser onerado pelos custos de ampliação do sistema de drenagem das áreas a jusante.

Segundo a Superintendência de Desenvolvimento da Capital, SUDECAP, (1995) a princípio fica caracterizado então que o sistema de drenagem deve estar incluso num planejamento urbano de desenvolvimento integrado. Por isso, na equipe de planejamento urbano, junto com os urbanistas, economistas, sociólogos, paisagistas e entres outros, deverá sempre estar presente o engenheiro hidráulico.

A CETESB (1980), afirma que na concepção do sistema de drenagem, com tais procedimentos, estarão livres as pesquisas para soluções que eliminem intervenções do sistema de drenagem junto a outros melhoramentos públicos, determinem os gabaritos para pontes e travessias, extingam, pelo menos em parte, as tubulações enterradas e levem em conta as possibilidades de barragens de contenção ou retardamento de cheias.

2.17 Planejamento de drenagem urbana

De acordo com a CETESB (1980), o planejamento é a atividade objetivada para resolver problemas de uma comunidade, via etapas subdividas, envolvidas desde uma concepção inicial até um programa de obras, considerando um espaço determinado e fixado um período de tempo. Este planejamento não pode ser feito de forma insuficiente, deve visar toda integralidade conforme a exposição inicial desse tema. Assim, deve-se considerar outras otimizações urbanas e os planos regionais, caso existam. Depois de estarem estabelecidas as especificações entre o sistema de drenagem urbana e os demais sistemas urbanos e regionais, o primeiro pode ser alvo de um planejamento específico.

A CETESB (1980), afirma também que este planejamento deve ser realizado sob critérios bem estabelecidos, provenientes de uma política de administração pública, com subsídio em condicionamentos adequados. Essa política e esses condicionamentos devem sempre atender às especialidades locais, físicas, econômicas e sociais. O planejamento deve sempre resultar em um projeto de sistema de drenagem possível de ser executado, tecnicamente e economicamente viável e eficiente, gerando grande fator de benefícios e diminuindo custos, em conformidade com planos de outros setores, e que supra as necessidades coletivas.

Segundo Righetto et al. (2009), deve ser considerado para o sistema de drenagem, como

composto por dois sistemas diferentes, os quais são planejados e projetados sob critérios distintos. O sistema de drenagem inicial, conhecido como microdrenagem, é o que coleta as águas pluviais e seu sistema é composto pelos pavimentos das ruas, guias e sarjetas, bocas de lobo, caixas com grelhas, galerias de águas pluviais e também canais de pequenas dimensões. Esse sistema é dimensionado para o escoamento de águas pluviais cuja ocorrência tem período de retorno variando entre 2 e 10 anos. Sendo bem projetado, exclui praticamente as inundações na área urbana, esquivando as intervenções entre as enxurradas e o tráfego de pedestres e veículos, e danos materiais.

2.18 Sistema da microdrenagem

De acordo com a CETESB (1980), para o planejamento do sistema de escoamento e captação de águas pluviais, leva-se em consideração chuvas mais frequentes, a qual o período de retorno é estimado entre 2 e 10 anos, como também chuvas mais críticas sob ponto de vista de projeto, chuvas estas cujo período de retorno é da ordem de 100 anos.

Segundo Righetto et al. (2009), o sistema de microdrenagem, que envolve os pavimentos das ruas, guias e sarjetas e galerias de águas pluviais, deve ser dimensionado para as chuvas que ocorram em média, a cada 2 a 10 anos. Contudo, durante a ocorrência de chuvas mais críticas esse sistema deve comportar parte do escoamento superficial, de modo que os riscos de danos materiais ou de perdas de vidas humanas não sejam excessivos. Por exemplo, a inundação de todo o pavimento de ruas, e mesmo de passeios, é aceitável desde que não seja frequente. Devem ser ainda mais raros os níveis de água que procedam na inundação de residências e de estabelecimentos comerciais ou industriais.

Ainda para a CETESB (1980), a execução cuidadosa das obras para o sistema de drenagem inicial conforme projetadas é essencial e não deve ter erros, ou pelo menos devem ser evitados o máximo possível para o bom funcionamento do sistema, além de manutenção constante, com limpeza para desobstrução das bocas de lobo e das galerias antes das épocas de chuva. A função das ruas no sistema de drenagem inicial é escoar as águas pluviais direcionando-as para as sarjetas, que daí em diante levará a água para as bocas de lobos, quando admitidas, e continuará seguindo pelas galerias. Em função das galerias estabelecidas, devem ser dimensionadas considerando, também, seu funcionamento como conduto hidráulico.

De acordo com Botelho (2011), para o dimensionamento desse sistema no anteprojeto devem ser fixados critérios básicos, que dependem essencialmente da classe de uso da via. As ruas secundárias acolhem inundações mais frequentes, por exemplo, que as vias expressas. Mas

uma rua com baixa circulação de veículos, porém com uso intenso de pedestres, merece uma proteção maior contra inundações.

2.19 Precipitações máximas

Segundo Tucci et al. (1995), precipitações máximas são chuvas cuja intensidade ultrapassa um certo valor mínimo. Para que haja um projeto drenagem eficiente, necessariamente deve ser feito a determinação dessas intensidades, já que em muitas metodologias, as vazões de projetos são obtidas de forma indireta por modelos de transformação de chuva em vazão.

De acordo com Botelho (2011), a construção e a utilização das obras de drenagem urbana, como galerias, canais, barragens, bacias de retenção e outros, envolvem custos associados a riscos. O dimensionamento correto deve visar a segurança suficiente à comunidade e uma justa aplicabilidade dos recursos públicos.

2.20 Dados de chuva

De acordo com Wisler e Brater (1964) as chuvas podem ser medidas por pluviômetros ou pluviógrafos. Ambos equipamentos têm por função, num primeiro momento, medir o volume de água precipitado em uma área unitária, sendo essa medida um comprimento de altura, que representa a altura equivalente de chuva em toda área precipitada. Os pluviógrafos historicam o volume de chuva continuamente no tempo, de onde pode-se caracterizar a intensidade da chuva, representada pela relação entre altura precipitada em um intervalo de tempo e o próprio intervalo.

Segundo Tucci et al. (1995) normalmente, os registros dos pluviômetros são anotados a intervalos regulares (em geral, 24 horas). Os registros dos pluviógrafos podem ser do tipo gráfico, onde uma pena acompanha a variação da altura precipitada e o papel se movimenta com uma velocidade conhecida, definindo a escala do tempo, ou do tipo digital, onde os valores são acumulados em uma memória, com recuperação imediata (real-time) ou posterior (através de coletores de dados ou data-loggers).

Para Tucci et al. (1995) em um projeto de drenagem urbana, deve-se conhecer a qualidade dos dados de chuvas que estão sendo utilizados, pois isso pode comprometer a confiabilidade dos resultados dos estudos hidrológicos. Deve-se recomendar, que em toda área urbana seja instalado ao menos, um pluviógrafo, para melhorar a qualidade dos estudos

hidrológicos que irão apoiar os projetos de controle de inundação. O custo de instalação e operação de um instrumento é de ordem residual quando comparado à economia e à segurança que seus dados podem transmitir.

2.20.1 Características principais

De acordo com Pfafstetter (1957) em precipitações máximas ou intensas, suas peculiaridades são o total de chuva precipitada, sua duração, espaço e frequência de ocorrência. Saber desses detalhes é essencial para os estudos e projetos de drenagem urbana. A aquisição dessas informações passa, atualmente, por grandes transformações decorrentes da modernização das tecnologias de obtenção dos dados, como os radares meteorológicos e técnicas de sensoriamento remoto. Essas técnicas, juntamente com as redes de telemedição, permitem uma abrangência significativa na caracterização dos dados de precipitação, principalmente espaço-temporal.

Segundo Tucci et al. (1995) em regiões não abrangidas por radares meteorológicos e redes telemétricas, é importante que, no mínimo, disponha-se de informações de precipitação máxima, obtidas por pluviógrafos, e sua ocorrência identificada por meio de uma análise estatística, com as relações intensidade-duração-frequência.

Tucci et al. (1995) diz que deve considerar-se que a caracterização ideal de precipitação seria a decorrente da perfeita integração entre as informações obtidas de redes telemétricas, redes básicas, radares meteorológicos e satélites meteorológicos.

2.20.2 Método Racional – Determinação de vazão máxima

De acordo com a CETESB (1980), embora tenham sido criadas diversas fórmulas matemáticas, nenhum obteve um nível de aceitação geral como no Método Racional. Embora tenha sido constantemente sujeito a críticas, o Método Racional quando aplicado adequadamente pode conduzir a resultados plausíveis em projetos de drenagem urbana.

Segundo Tucci et al. (1995) é utilizado o método racional para bacias com área de até 2 km². O autor diz também que para esta metodologia é considerado o coeficiente de deflúvio, intensidade de chuva e a área da bacia hidrográfica, ambos precisam ser determinados para o cálculo. Veja a Equação (15):

$$Q = \frac{C \times I \times A}{(1000 \times 3600)} \quad \text{Equação (15)}$$

onde:

Q = vazão expressa em (m³/s);

C = coeficiente de runoff, (%) expressa em decimal;

I = intensidade de chuva expressa em (mm/h);

A = área de contribuição expressa em (m²).

2.20.3 Bacia de contribuição ou bacia hidrográfica

Segundo Pinto (1976) bacia de contribuição é a área delimitada geograficamente sob fatores topográficos que recebe águas pluviais e naturalmente os direciona para uma área de seção considerada. No entanto, a obtenção de dados topográficos do local de estudo é essencial para determinação da bacia.

De acordo Garcez (1976) bacia de contribuição é uma dada seção de um curso d'água delimitada topograficamente, onde as águas pluviais afluem a seção considerada.

2.20.4 Intensidade da chuva

Botelho (2011) diz que a intensidade de chuva é a quantidade de chuva que cai em uma determinada área, durante certo tempo. É a medição de altura de chuva por tempo.

A Universidade Federal de Viçosa (UFV) desenvolveu um software através de seu grupo de pesquisa em recursos hídricos denominado Plúvio, que permite selecionar o local de estudo e este fornece dados necessários para cálculo de intensidade de chuva. O software fornece coeficientes como K, a, b e c, os quais são aplicados na equação que correlaciona as características necessárias de uma chuva de alta intensidade (intensidade, duração e frequência), proposta por Chen (1983), a saber:

$$I_m = \frac{K \times TR^a}{(t+b)^c} \quad \text{Equação (16)}$$

onde:

I_m = Intensidade de chuva expressa em (mm/h);

k = adimensional;

a = adimensional;

b = adimensional;

c = adimensional;

TR = tempo de retorno expresso em (anos);

t = tempo de concentração expresso em (minutos).

2.20.5 Tempo de escoamento superficial

Para Botelho (2011) tempo de escoamento superficial é o tempo que uma gota leva para percorrer toda a talvegue até a primeira boca de lobo do sistema. (Ver Equação 17).

2.20.6 Tempo de concentração

De acordo com o IME (2003), o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica ou bacia de contribuição é acentuado pelo tempo de percurso em que o deflúvio leva para atingir desde os pontos mais distantes até o local definido como ponto de descarga. Diz ainda que a determinação numérica desse tempo depende à princípio e essencialmente do comprimento do curso de água principal e de sua declividade, embora tenha autores que apresentem o tempo de concentração em função da área da bacia de contribuição.

De acordo com o manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem (DNIT, 2005), a avaliação do tempo de concentração de uma bacia é bem complexa, por conta dos diversos fatores condicionantes envolvidos, havendo alta diversidade de expressões de cálculo, fazendo com que se torne mais sensível a atenção do projetista na determinação deste. De maneira geral, para uma mesma bacia hidrográfica a descarga máxima calculada é proporcional ao inverso do tempo de concentração para ela considerada.

Tomaz (2002) complementa que o tempo de concentração é o tempo imprescindível para que toda a bacia contribua para o escoamento superficial. Afirma também que existem muitas fórmulas empíricas para determinar o valor do tempo de concentração.

Segundo o manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem (DNIT, 2005), existem diversas fórmulas empíricas para determinar o valor do tempo de concentração e as recomenda dar preferência às fórmulas que conduzem valores razoáveis tanto para bacias pequenas quanto para as médias e grandes, e que são as de KIRPICH, DNOS, KIRPICH MODIFICADA, GEORGE RIBEIRO, PASINI e VENTURA. Entre elas pode-se citar as fórmulas indicadas para bacias mais pequenas, a saber:

Fórmula de George Ribeiro. Aplicável a qualquer tamanho de bacia:

$$T_s = \frac{16 \times L}{(1,05 - 0,2 \times p_r) \times (100 \times I)^{0,04}} \quad \text{Equação (17)}$$

sendo:

T_s = Tempo de escoamento superficial, em minutos;

L = Comprimento do curso d'água, em km;

I = Declividade, em m/m;

p_r = Parâmetro dado pela porção da bacia coberta por vegetação.

De acordo com Thierry e Bianconcini o tempo de concentração para uma dada seção é determinado em duas etapas:

$$T_c = t_s + t_e \quad \text{Equação (18)}$$

sendo:

T_c = tempo de concentração, em minutos;

t_s = tempo de escoamento superficial, em minutos;

t_e = tempo morto (10 minutos).

Para o cálculo do tempo de escoamento superficial (t_s), é considerada a fórmula de George Ribeiro, dada acima na Equação (17).

2.20.7 Tempo de retorno

De acordo com Botelho (2011) o tempo de retorno tem como base dados estatísticos de chuva da região e logo é analisado o tempo de ocorrência da chuva de maior intensidade.

2.20.8 Coeficiente de deflúvio

De acordo com Pinto (1976) é a relação entre o total de água escoada pelo total de água precipitada na bacia. Já Tucci et al. (1995) diz que esse coeficiente de deflúvio muda de acordo com as características da bacia. No Método Racional esse valor será calculado com base na média ponderada dos coeficientes das áreas parciais conforme a Equação 19. O coeficiente de escoamento superficial é utilizado conforme o Quadro 2 e Tabela 16.

Quadro 2 - Coeficientes de escoamento superficial ou coeficiente de "runoff" - método racional

DESCRIÇÃO DA ÁREA	COEFICIENTE DE "RUNOFF"
Área comercial	
• Central	0,70 a 0,95
• Bairros	0,50 a 0,70
Área Residencial	
• Residências Isoladas	0,35 a 0,50
• Unidades Múltiplas (separadas)	0,40 a 0,60
• Unidades Múltiplas (conjugadas)	0,60 a 0,75
• Lotes com 2000 m ² ou mais	0,30 a 0,45
Área com prédios de apartamentos	
Área Industrial	
• Indústrias Leves	0,50 a 0,80
• Indústrias Pesadas	0,60 a 0,90
Parques, Cemitérios	
"Playgrounds"	0,20 a 0,35
Pátios de estradas de ferro	0,20 a 0,40
Áreas sem melhoramentos	
CARACTERÍSTICA DA SUPERFÍCIE	COEFICIENTE DE "RUNOFF"
Ruas	
• Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
• Pavimentação de concreto	0,80 a 0,95
Passeios	
0,75 a 0,85	
Telhados	
0,75 a 0,95	
Terrenos relvados (solos arenosos)	
• Pequena declividade (2%)	0,05 a 0,10
• Declividade média (2% a 7%)	0,10 a 0,15
• Forte declividade (7%)	0,15 a 0,20
Terrenos relvados (solos pesados)	
• Pequena declividade (2%)	0,15 a 0,20
• Declividade média (2% a 7%)	0,20 a 0,25
• Forte declividade (7%)	0,25 a 0,30

Fonte: CETESB (1980)

Tabela 16 - Resultados obtidos por Tucci (2000) em simulador de chuva

Tipo de superfície	Coeficiente de escoamento superficial (C)
Solo compactado (rua de chão batido)	0,66
Concreto (pavimento impermeável)	0,95
Blocos de concreto	0,78
Paralelepípedos de granito	0,60
Pavimento modular (Blokret)	0,03

Fonte: Tucci (2002)

$$C_{\text{médio}} = \frac{\Sigma A_1 \times C_1 + A_2 \times C_2 \dots + A_n \times C_n}{\Sigma A_1 + A_2 \dots + A_n} \quad \text{Equação (19)}$$

2.21 Dispositivos de drenagem

Existem dispositivos de drenagem que compõem todo sistema de drenagem, sendo os mais comuns: sarjetas, sarjetões, bocas de lobo, tubos de ligações, galerias, poços de visitas e meio-fio.

2.21.1 Sarjetas e Sarjetões

De acordo com o Manual de Drenagem de Rodovias do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte (DNIT, 2006), as sarjetas em área urbana têm como objetivo conduzir as águas pluviais que precipitam sobre a pista de rolamento e áreas adjacentes ao ponto de captação que normalmente é uma boca de lobo. Veja exemplo de sarjeta na Figura 30.

De acordo com Wilken (1978), a capacidade de captação de uma boca de lobo, sua localização e dimensões físicas, independente do seu tipo, depende da altura d'água no trecho da sarjeta imediatamente a montante da boca de lobo, ou seja, da capacidade de vazão da sarjeta. Se esta estiver localizada em trecho de declividade constante, a altura d'água na sarjeta vai depender das suas características de escoamento como conduto livre. São essas características a seção transversal, a declividade e a rugosidade da sarjeta e as superfícies do pavimento por onde a água escoar.

A CETESB (1980) explana que a capacidade teórica da vazão das sarjetas simples pode ser dimensionada utilizando a Fórmula de Manning modificada por Izzard, expressa na Equação 20.

$$Q = 0,375 \times \left(\frac{Z}{n}\right) \times i^{0,5} \times y^{8/3} \quad \text{(Equação 20)}$$

onde:

Q = vazão (m³/s)

Z = inverso da declividade transversal (m/m)

i = declividade longitudinal (m/m)

y = profundidade junto à linha de fundo (m)

n = coeficiente de rugosidade

De acordo com Tomaz (2011) o coeficiente de rugosidade de Manning “ n ” é tabelado conforme a Tabela 17. A escolha desse coeficiente é difícil de realizar, dependendo muito da experiência e da vivência do projetista.

Tabela 17 - Coeficiente de rugosidade de Manning “ n ”	
Características	n
Canais retilíneos com grama até 15 cm de altura	0,30 – 0,40
Canais retilíneos com capins de até 30 cm de altura	0,30 – 0,06
Galerias de concreto	
Pré-moldado com bom acabamento	0,011 – 0,014
Moldado no local com formas metálicas simples	0,012 – 0,014
Moldado no local com formas de madeira	0,015 – 0,020
Sarjetas	
Asfalto suave	0,013
Asfalto rugoso	0,016
Concreto suave com pavimento de asfalto	0,014
Concreto rugoso com pavimento de asfalto	0,015
Pavimento de concreto	0,014 – 0,016
Pedras	0,016

Fonte: CETESB (1980)

Figura 30 - Sarjeta



Fonte: Prefeitura de Uruará/AM (2017)

De acordo com a Prefeitura Municipal de Poconé (2013) para seções compostas considera-se a combinação apresentada pela Figura 31.

Ainda de acordo com a Prefeitura Municipal de Poconé (2013) a fórmula utilizada para

calcular a capacidade de deflúvio na sarjeta composta é dada pela Equação 21.

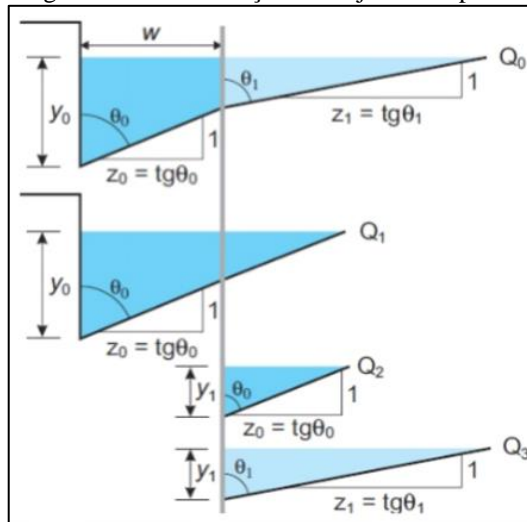
$$Q_0 = Q_1 - Q_2 + Q_3 \quad (\text{Equação 21})$$

De acordo com a CETESB (1980) deve-se aplicar um fator de redução de escoamento das sarjetas, indicados na Tabela 18.

Declividade da sarjeta (%)	Fator de redução
0,40	0,50
1,00 a 3,00	0,80
5,00	0,50
6,00	0,40
8,00	0,27
10,00	0,20

Fonte: CETESB (1980)

Figura 31 - Combinação de sarjetas compostas



Fonte: Prefeitura Municipal de Poconé (2013)

Segundo Fugita et al. (1980) os sarjetões são condutos localizados em pontos mais baixos ou cruzamentos e tem por objetivo coletar e conduzir as águas pluviais as bocas de lobo ou a outras sarjetas conforme pode ser observada na Figura 32.

A fórmula citada por Nicklow (2001) é:

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_x^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375} \quad \text{Equação (22)}$$

onde:

S_x = declividade transversal da sarjeta (m/m);

S_L = declividade longitudinal da sarjeta (m/m);

n = coeficiente de Manning ($n=0,015$);

Q = vazão em L/s (litros/segundo);

T = Largura do sarjetão (m).

Figura 32 - Sarjetão



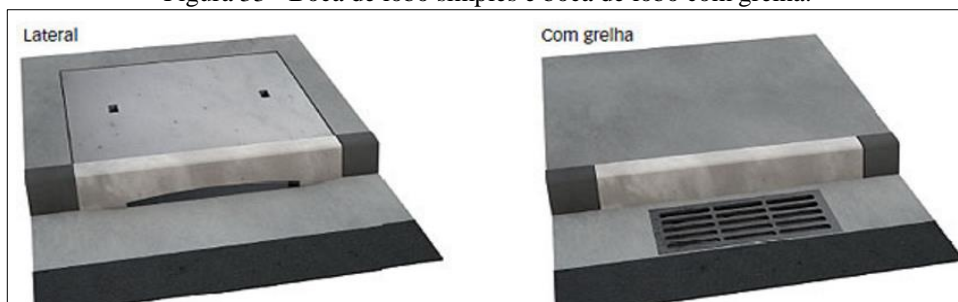
Fonte: Prefeitura de Urucará/AM (2017)

2.21.2 Bocas de lobo

De acordo com o Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006), bocas de lobo são dispositivos especiais projetados para coletar as águas pluviais que escoam pelas sarjetas e/ou sarjetões e em seguida conduzi-las as galerias subterrâneas. Fundamentalmente, podem ser classificados em dois tipos, como:

- Boca de lobo simples ou lateral, isto é, com fresta no meio-fio, situação em que a caixa coletora fica localizada sob a calçada, Figura 33;
- Boca de lobo com grelha, situação em que a caixa coletora fica localizada sob a faixa da sarjeta.

Figura 33 - Boca de lobo simples e boca de lobo com grelha.



Fonte: Site Infraestrutura Urbana (acessado em 03/2017)

O Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006) ainda explica que em situações específicas pode haver uma combinação entre ambos tipos, Figura 34. Podem também ser classificados quanto à localização, a saber, bocas de lobo localizadas em pontos intermediários das sarjetas e bocas de lobo localizadas em pontos baixos das sarjetas. O Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006) dá a seguir no texto as peculiaridades das bocas de lobo.

Figura 34 - Boca de lobo combinada



Fonte: Site Infraestrutura Urbana (acessado em 03/2017)

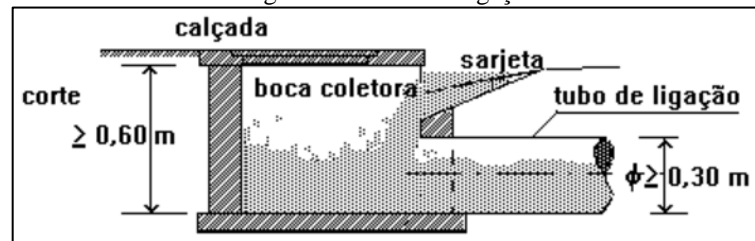
No primeiro caso as bocas de lobo se localiza em trechos sucessivos e de declividade constantes das sarjetas e a entrada de água se localiza apenas em uma das extremidades de boca de lobo. Na segunda situação, a boca de lobo se situa em pontos baixos das sarjetas ou junto ao arqueamento dos meios-fios, na interseção de ruas, e a entrada das águas pluviais acontece pelas duas extremidades da boca de lobo.

A boca de lobo simples possui uma abertura vertical no meio-fio, conhecida como guia-chapéu, e é ali que ocorre a entrada das águas pluviais provenientes das sarjetas.

A boca de lobo combinada é uma agregação entre a boca de lobo simples e a grelha, trabalhando como um só dispositivo. São situadas em pontos intermediários das sarjetas ou em pontos baixos, sabendo também que frequentemente a grelha é colocada em face à fresta do meio-fio. Embora normalmente a grelha é situada defronte a fresta, pode ser colocada também a montante ou a jusante da fresta, sendo a segunda opção a que dá melhores resultados.

Segundo Tucci et al. (1995) tubos de ligações são canalizações destinadas a conduzir as águas pluviais captadas nas bocas de lobo para as galerias ou para os poços de visitas, veja Figura 35.

Figura 35 - Tubo de ligação



Fonte: Universidade Federal de Campina Grande (2017)

De acordo com Tucci, Porto e Barros (1995) a capacidade de engolimento de uma boca de lobo com abertura na guia apresenta os seguintes comportamentos:

- Quando a lâmina de água com altura menor do que a abertura na guia, a boca de lobo pode ser considerada um vertedouro e a capacidade de engolimento pode ser calculada através da Equação 23.

$$Q = 1,7 \times L \times y^{3/2} \quad (\text{Equação 23})$$

onde:

Q = vazão de engolimento (m³/s)

L = comprimento da soleira (m)

y = altura de água próxima a abertura da guia (m)

- Quando a lâmina de água sobre o local for maior do que o dobro da abertura da guia, a vazão pode ser calculada através da Equação 24.

$$Q = 3,01 \times L \times h^{3/2} \times (y_1/h)^{1/2} \quad (\text{Equação 24})$$

onde:

Q = vazão de engolimento (m³/s)

L = comprimento da abertura (m)

h = altura da guia (m)

y₁ = carga da abertura da guia = y – h/2

Ainda de acordo com Tucci, Porto e Barros (1995) as bocas de lobos apresentam os seguintes comportamentos:

- Uma boca de lobo com grelha pode funcionar como vertedouro de soleira livre desde que apresente profundidade de lâmina de água até 12 cm (doze centímetros) e um dos lados da grelha é adjacente da guia. Segundo o Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006), a capacidade de engolimento dessa boca de lobo pode ser calculada através da Equação 25.

$$Q = 1,7 \times P \times y^{3/2}$$

(Equação 25)

onde:

Q = vazão de engolimento (m³/s)

P = perímetro do orifício (m)

y = altura de água próxima a abertura da guia (m)

- Para profundidades de lâminas de água com altura maior que 42 cm (quarenta e dois centímetros) a vazão é calculada conforme a Equação 26.

$$Q = 2,91 \times A \times y^{1/2}$$

(Equação 26)

onde:

Q = vazão (m³/s)

A = área da grade, excluídas as áreas ocupadas pelas grades (m²)

y = altura de água na sarjeta sobre a grelha (m)

- Na faixa de transição entre 12 cm (doze centímetros) e 42 cm (quarenta e dois centímetros) a carga a ser adotada fica a critério do projetista.

Segundo Tucci, Porto e Barros (1995) as vazões das bocas de lobo combinadas são provenientes do somatório das vazões pela grelha e pela guia, calculadas isoladamente.

- Fatores de redução da capacidade de escoamento

De acordo com a CETESB (1980) é recomendável utilizar fatores de redução da capacidade de escoamento devido à obstrução parcial das bocas de lobo bem como problemas de irregularidade do pavimento. A Tabela 19 apresenta esses valores.

Tabela 19 - Fator de redução do escoamento para bocas de lobo

Localização na sarjeta	Tipo de Boca de Lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto Baixo	De guia	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Ponto Intermediário	De guia	80
	Grelha longitudinal	60
	Grelha transversal ou longitudinal com barras transversais	60
		110% dos valores indicados para a grelha correspondente

Fonte: CETESB (1980)

2.21.3 Galerias

De acordo com Tucci et al. (1995) galerias são canalizações públicas utilizadas para conduzir as águas pluviais captadas pelas bocas de lobo e das canalizações privadas. Projetadas com base na vazão calculada e usualmente são feitas em concreto, podendo ter formas retangulares, circulares entre outros. Veja um exemplo de galeria na Figura 39.

Segundo o Departamento de Águas e Energia Elétrica, (DAEE, 2006) o equacionamento hidráulico corresponde a escoamentos em regime uniforme e permanente, válido para características hidráulicas (h, Q e V) constantes no tempo e ao longo do percurso, com o escoamento ocorrendo em condutos livres, nos quais o perímetro molhado mantém-se com a atmosfera. Utiliza-se a Equação de Manning para determinar a velocidade, expressa pela Equação 27.

$$V = \frac{1}{n} \times Rh^{2/3} \times \sqrt{i} \quad (\text{Equação 27})$$

onde:

V = velocidade (m/s)

n = coeficiente de rugosidade de Manning

i = declividade média (m/m)

Rh = raio hidráulico (m)

A declividade média é obtida através da diferença de cotas dividida pela distância entre elas e os valores dos coeficientes de rugosidade de Manning podem ser obtidos por meio do Quadro 2 e Tabela 16.

Azevedo Netto et al. (1998) elucidam que a área molhada corresponde a área útil de

escoamento de uma seção transversal. Perímetro molhado é uma linha que limita a área molhada e o fundo do conduto.

Tomaz (2011) explana que o raio hidráulico é a relação entre a área molhada e o perímetro molhado, obtido através da Equação 28.

$$R_h = \frac{A_m}{P_m} \quad (\text{Equação 28})$$

onde:

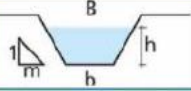
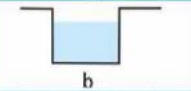
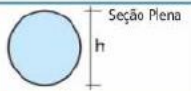
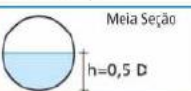
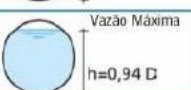
R_h = raio hidráulico (m)

A = área molhada (m^2)

P = perímetro molhado (m)

De acordo com Ferreira, Viana e Pimenta (2014) as galerias apresentam diversas geometrias, tais como: retangulares, trapezoidais, triangular e circular. Para cada tipo de seção existem parâmetros específicos, conforme a Figura 36.

Figura 36 - Elementos hidráulicos

Geometria da Seção	Área Molhada (A_m)	Perímetro Molhado (P_m)	Raio Hidráulico (R_H)	Largura Superficial (B)
	$(b+mh)h$	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{(b+mh)h}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$	$b+2mh$
	$b \cdot h$	$b+2h$	$\frac{b \cdot h}{b+2h}$	b
 Seção Plena	$\frac{\pi \cdot D^2}{4}$	$\pi \cdot D$	$\frac{D}{4}$	----
 Meia Seção	$\frac{\pi \cdot D^2}{8}$	$\frac{\pi \cdot D}{2}$	$\frac{D}{4}$	----
 Vazão Máxima	$0,7662 \cdot D^2$	$2,6467 \cdot D$	$0,2895 \cdot D$	----

Fonte: DAEE (2006)

Ainda de acordo com o DAEE (2006) a fórmula que permite determinar as vazões em função do raio hidráulico é expressa através da Equação 29.

$$Q = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times \sqrt{i} \times A_m \quad (\text{Equação 29})$$

onde:

Q = vazão (m^3/s)

R_h = raio hidráulico (m)

n = coeficiente de rugosidade de Manning

i = declividade média (m/m)

A_m = área molhada (m^2)

Menezes e Costa (2012) afirmam que na literatura técnica existem diversos parâmetros e critérios considerados no dimensionamento de galerias. A Tabela 20 apresenta esses valores, tais como: velocidade mínima ($V_{mín}$), velocidade máxima ($V_{máx}$), recobrimento mínimo (R_m), tempo de concentração inicial (t_{ci}), relação máxima da lâmina de água – diâmetro (y/d) e o tipo de escoamento sendo uniforme (Unif) ou gradualmente variado (Grad. Variado).

Tabela 20 - Parâmetros utilizados em canais e/ou seção circular das galerias de águas pluviais

Autor/ Instituição	V_{min} (m/s)	$V_{máx}$ (m/s)	T_{ci} (min)	R_m (m)	Seção Plena ou h/D	Tipo de escoamento
Tucci et al (2004)	0,60	5,00	10 (a)	1,0	Plena	Unif.
Azevedo Netto e Araújo (1998)	0,75	5,00	5	1,0	Plena ou 0,90	Unif.
Wilken (1978)	0,75	3,50 (e)	5 a 15	-	Plena	Unif.
Alcântara apud Azevedo Netto (1969)	1,00	4,00	-	-	0,70	Grad. Variado
Porto (1999)	$V_{méd} = 4$ a 6 (b)		-	-	0,75	Unif.
Cirilo (2003)	0,60	4,50	-	-	h / D (c)	Unif.
Methdos e Durrans (2003)	0,60 a 0,90	4,50	-	0,9	0,85	Unif. E Grad. Variado
DAEE-CETESB (1980)	-	-	-	-	0,82	Unif.
Prefeitura Municipal de Goiânia	0,75	5,00	-	-	0,85 a 0,90	Unif.

(a) Valor citado, porém, segundo o autor pode estar superestimado, necessitando ser calculado em caso de dúvida.

(b) Fonte: Curso de Canais, EE-UFGM, Dep. Engenharia Hidráulica. Edições Engenharia S8/72.

(c.) Valor não fixado.

(d) Valores adotados pela ASCE (1992) – American Society of Civil Engineers.

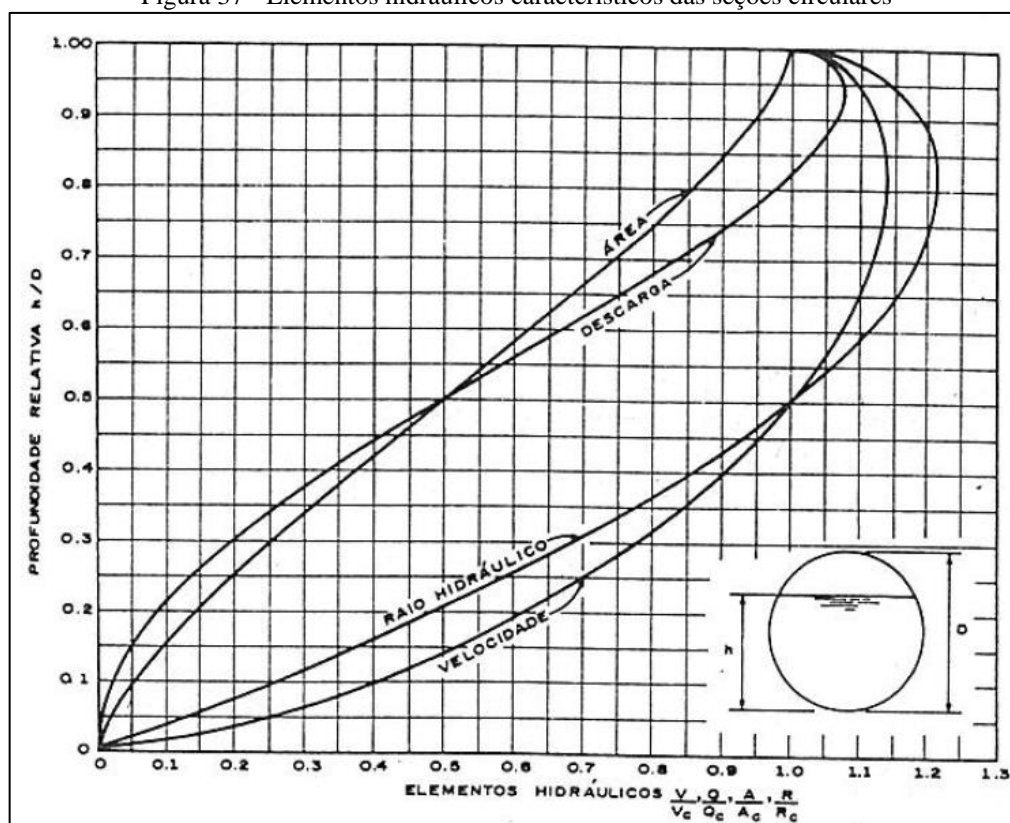
(e) Pode-se adotar até 6 m/s se for previsto revestimento adequado para o conduto.

Fonte: Menezes e Costa (2012)

Tomaz (2013) acrescenta que as vazões de projeto das galerias devem ser projetadas para funcionamento a seção plena, sendo que a velocidade está relacionada com o tipo de material a ser empregado e o recobrimento mínimo é de 1 m (um metro).

De acordo com a CETESB (1980) quando a seção circular apresenta a relação y/D diferente de 0,5 (cinco décimos), 0,9 (nove décimos) e 1 (um) os parâmetros e critérios de dimensionamento devem ser reajustados conforme a Figura 37.

Figura 37 - Elementos hidráulicos característicos das seções circulares



Fonte: CETESB (1980)

onde:

V = velocidade com o conduto parcialmente cheio

V_0 = velocidade com o conduto cheio

Q = vazão com o conduto parcialmente cheio

Q_0 = vazão com o conduto cheio

A_m = área molhada com o conduto parcialmente cheio

A_0 = área molhada com o conduto cheio

R_h = raio hidráulico com o conduto parcialmente cheio

R_0 = raio hidráulico com o conduto cheio

A Prefeitura Municipal de São Paulo (1999) ressalta que o diâmetro mínimo para galerias com seção circular é de 30 cm (trinta centímetros). Os diâmetros comerciais são: 30 cm (trinta centímetros); 40 cm (quarenta centímetros); 50 (cinquenta centímetros); 60 (sessenta centímetros); 100 cm (cem centímetros); 120 cm (cento e vinte centímetros); 150 cm (cento e cinquenta centímetros). Acrescenta também que nas mudanças de diâmetro, os tubos deverão ser alinhados com a geratriz superior conforme a Figura 38.

A Tabela 21 apresenta a relação entre o diâmetro do conduto e o recobrimento mínimo.

Tubos	Recobrimento mínimo (H)
Concreto Simples	0,60 m
Concreto Armado	
Ø 700 mm	0,70 m
Ø 800 mm	1,00 m
Ø 1000 mm	1,00 m
Ø 1200 mm	1,20 m
Ø 1500 mm	1,50 m

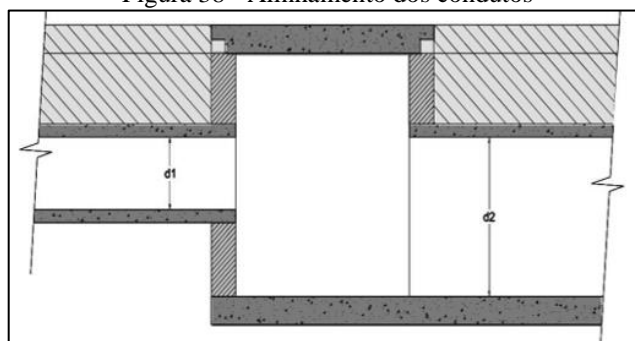
Fonte: Universidade de São Paulo (2015)

A Tabela 22 apresenta a relação entre a tubulação e a declividade mínima.

Diâmetro (mm)	Declividade mínima (m/m)
300	0,003
350	0,0023
400	0,0019
500	0,0014
600	0,0011
700	0,0009
800	0,0007
900	0,0006
1000	0,0005
1200	0,0004

Fonte: Universidade de São Paulo (2015)

Figura 38 - Alinhamento dos condutos



Fonte: Prefeitura do Município de São Paulo (1999)

2.21.4 Poços de visitas

Botelho (2011) diz que poços de visitas são dispositivos situados em pontos adequados do sistema de galerias para dar mudança de direção, variação de declividade, alteração de diâmetro e inspeção e limpeza das canalizações. Ver exemplo de poço de visita na Figura 39.

Figura 39 – Galeria e poço de visita



Fonte: Prefeitura de Uruará/AM (2017)

Tabela 23 - Tabela da dimensão A em função do diâmetro maior

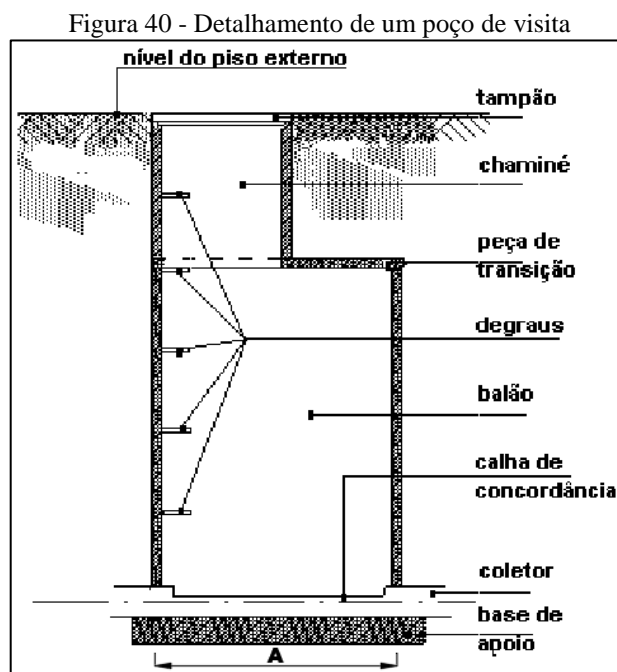
Diâmetro (mm)	A (m)
	1,20 (mínimo)
600	1,40
700	1,50
800	1,60
900	1,70
1000	1,80
1200	2,00
1500	2,30

Fonte: Botelho (2011)

Botelho (2011) afirma que a dimensão dos poços de visitas está relacionada com o diâmetro das galerias. A Tabela 23 apresenta esses valores.

A Figura 40 ilustra o detalhamento de um poço de visita e evidencia a dimensão “A” mencionada na Tabela 23.

De acordo com a CETESB (1980) o espaçamento dos poços de visitas está relacionado com o diâmetro ou a altura do conduto, conforme a Tabela 24.



Fonte: Botelho (2011)

Tabela 24 - Espaços dos poços de visitas em metros

Diâmetro (ou altura do conduto) (m)	Espaçamento (m)
0,30	120
0,50-0,90	150
1,00 ou mais	180

Fonte: CETESB (1980)

2.21.5 Meios-fios

Segundo a CETESB (1980), meios-fios são elementos usualmente de pedra (paralelepípedo) ou concreto, alocados entre a calçada e a pista de rolamento, colateral ao eixo da rua e sua altura é de mesmo nível que a face do passeio. A altura do meio-fio tem influência no dimensionamento de sarjetas.

Figura 41 - Meio-fio em concreto



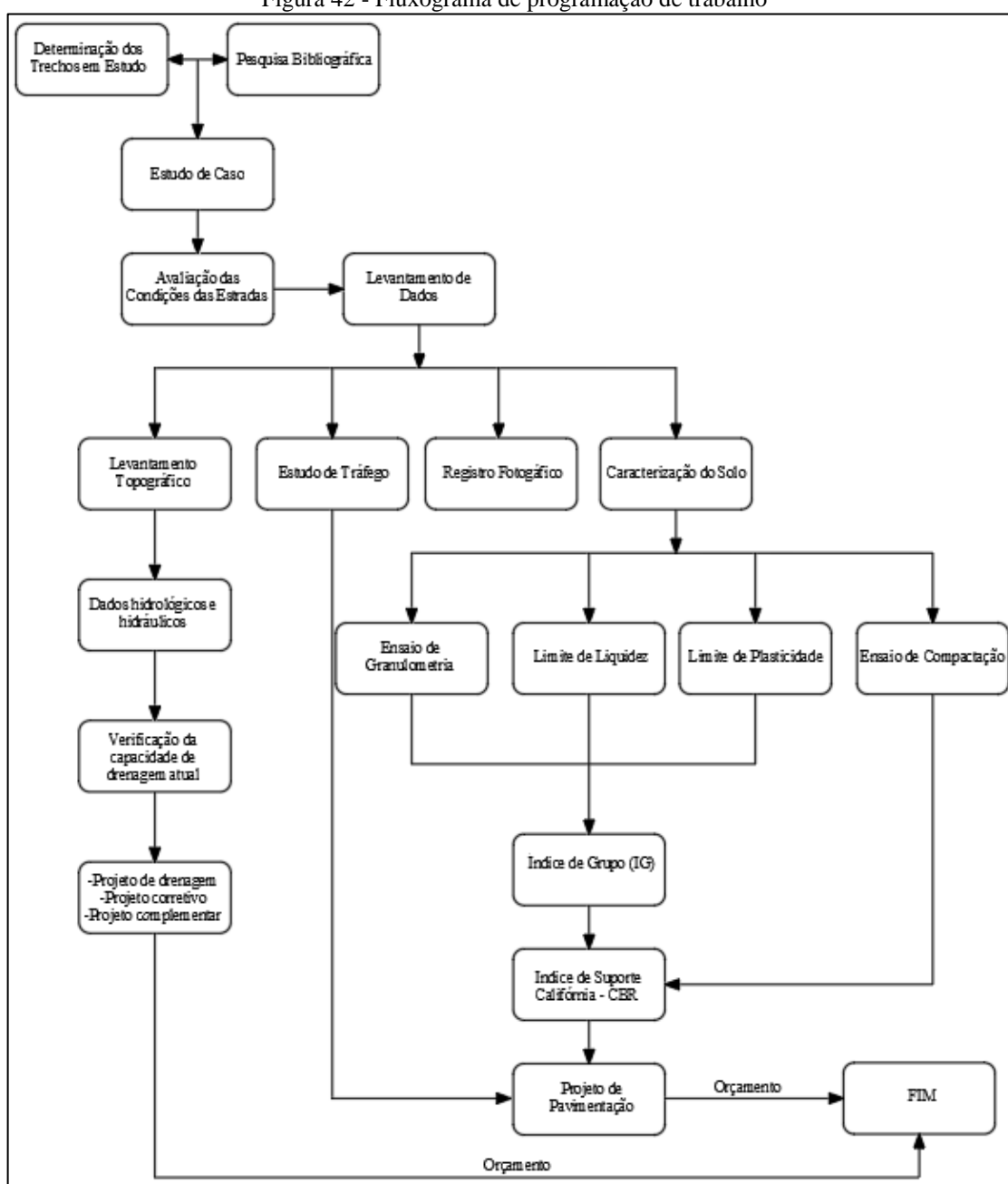
Fonte: Prefeitura de Urucará/AM (2017)

Todos estes dispositivos são responsáveis por captar as águas de uma bacia hidrográfica. Em alguns casos pode ser que haja algum projeto mais específico, mas normalmente são estes dispositivos que adequam um espaço de vivência. Cada dispositivo deve ser dimensionado e devem ser coerentes um com os outros, caso um seja dimensionado corretamente e outro não, haverá problemas e para solucioná-los haverá gastos que poderiam ter sido evitados. Além disso, num projeto mal dimensionado, problemas constantes com drenagem ocorrerão.

3 METODOLOGIA

Esse capítulo estabelece os métodos a serem definidos para análises, definições, projeto e resoluções. Primeiramente, para essa etapa do trabalho, dividiu-se em duas partes, uma é referente aos levantamentos de dados de campo, estudos laboratoriais, análises por meio de equações e a outra parte referente à aplicação dos métodos de avaliação, caracterização e resolução de projetos. Para otimizar a sequência desse capítulo, a partir da revisão bibliográfica foi criado um fluxograma para o mesmo, a saber:

Figura 42 - Fluxograma de programação de trabalho



Fonte: Autor (2017)

3.1 Direção de pesquisa

De acordo com Fachin (2001), pode-se classificar a pesquisa em quantitativa e qualitativa. A pesquisa quantitativa de acordo com o autor é uma forma de conferir números a propriedades, objetos, eventos e materiais, de modo a proporcionar informações necessárias. Já a pesquisa qualitativa é especificada pelos seus aspectos não apenas mensuráveis, mas também acentuados descritivamente.

Segundo essas diretrizes, pode-se classificar essa pesquisa como pesquisa de campo, já que este tipo de pesquisa vai muito além da observação dos fatos e fenômenos e faz uma coleta do que acontece na realidade a ser pesquisada. Logo depois, elas são analisadas e seus dados são interpretados com base em uma fundamentação teórica sólida com o fim de esclarecer o problema pesquisado.

3.2 Estudo de caso

Segundo Gil (2002), estudo de caso é um estudo aprofundado e exaustivo de um ou poucos objetos, de forma que admita seu amplo e delineado conhecimento. O mesmo foi dividido basicamente em quatro etapas, sendo elas, a avaliação das condições da estrada, caracterização do objeto de estudo, análise das necessidades de adequações e apresentação de possíveis soluções ou intervenções.

3.3 Objeto de estudo

O objeto de estudo é localizado no município de São Gonçalo do Sapucaí, região sul do Estado de Minas Gerais, no bairro Esplanada. O início do trecho 1A-2A está situado geograficamente nas coordenadas 21°54'2.41"S latitude e 45°34'42.37"O longitude no ponto 1A e no ponto 2A segue 21°53'55.64"S latitude e 45°34'43.88"O longitude. O início do trecho 1B-2B está situado geograficamente nas coordenadas 21°54'2.02"S latitude e 45°34'40.66"O longitude no ponto 1B e no ponto 2B segue 21°53'55.78"S latitude e 45°34'42.10"O longitude. Como mostra a Figura 43.

Figura 43 - Trechos em estudo



Fonte: Autor (2017) - Adaptado de Google Earth

3.4 Classificação do solo, capacidade do subleito e pavimentação

Os trechos foram considerados como uma única seção, considerando que as características geotécnicas ao longo dos trechos são semelhantes. As condições superficiais das estradas serão classificadas segundo o trabalho de Eaton et al. (1988), conforme as tabelas descritas pelo autor. Deverão ser realizadas as medidas necessárias no local de estudo (com uso de uma régua ou trena suficientes para medir os defeitos) e seguir a classificação conforme as tabelas apresentadas por Eaton (1988). Segue-se junto com esta análise o registro fotográfico.

No local quase não há volume de tráfego, por ser vias locais de um bairro afastado e também seus defeitos impedem o tráfego intenso. Os únicos veículos que trafegam sobre o trecho são os que ficam nas garagens de alguns moradores. Porém, nos inícios dos morros (cota inferior) não há passagem de veículos, o acesso é pela parte superior dos trechos. Embora seja baixo o valor de veículos que trafegam pelos trechos, é importante saber esse número de veículos e ainda prever futuramente um tráfego considerável.

A classificação pedológica deverá ser realizada por meio de mapa técnico de solos que englobe o local de estudo. Segundo Prado (1995) o mapa mostra a distribuição espacial dos solos na paisagem. Seguindo, a classificação geotécnica se dará em função dos ensaios de solos, pelo método HRB da AASHTO.

De acordo com o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) para ensaios de caracterização deve ser retirada uma amostra a cada 100m ou 200m. As coletas de amostras deverão ser

realizadas em ambos os trechos, e para ensaio de compactação serão retiradas 1 amostra de cada trecho. Os pontos de localização das amostras seguem na Figura 44. Para os ensaios deverá utilizar amostras deformadas retiradas com pá e colocadas em recipiente fechado para manter suas características originais. A quantidade deve ser suficiente para executar os ensaios.

Figura 44 - Local das coletas de amostras



Fonte: Autor (2017) - Adaptado de Google Earth

Em laboratório, as amostras deverão ser preparadas para os ensaios de caracterização, sob critérios estabelecidos na NBR 6457 – Amostras de Solo – Preparo para ensaio de compactação e ensaios de caracterização.

Para o ensaio de compactação, os procedimentos adotados seguem os descritos pela NBR 7182 – Solo – Ensaios de compactação.

São realizados os procedimentos anteriores para as amostras dos dois trechos. Logo depois, determina-se os teores de umidade e massa específica aparente pelas Equações (01) e (02) sequencialmente.

Em campo será realizado também o ensaio de compactação para conferir o grau de compactação atual. Esses valores serão concedidos a este trabalho pela Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí, município onde se encontra os trechos de estudo.

Para o ensaio de granulometria, segue-se critérios estabelecidos pela NBR 7181 – Solo – Análise granulométrica, aplicando o método por peneiramento.

Para o ensaio de Limite de Liquidez, baseia-se na NBR 6459 (1984) – Determinação do

limite de liquidez.

Com os resultados, pode-se construir um gráfico no qual o eixo das abcissas são os teores de umidade e o eixo das ordenadas são o número de golpes. Os teores de umidade são obtidos pela Equação (01) e os pontos obtidos são ajustados por uma reta.

Limite de Plasticidade é o teor de umidade no qual o solo começa a se quebrar ao tentar moldar com ele um cilindro de 3mm de diâmetro e aproximadamente da largura da mão (10 cm). Para a execução do ensaio, toma-se como base a NBR 7180 (1984) – Solo – Determinação do limite de plasticidade.

Com os resultados dos limites de liquidez e plasticidade, deve-se determinar o índice de plasticidade a partir da Equação (03).

O Índice de Grupo (IG) deve ser calculado após a determinação dos Limites de Atterberg (LL e LP) do solo e da porcentagem de material fino que passa na peneira número 200 (0,075mm). Usa-se a Equação (04) ou Equação (05).

Atingido os resultados de granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e todos seus dados provenientes dos ensaios e expressões, deve-se classificar o solo conforme o sistema da AASHTO conforme segue no Quadro 1.

Os dados do Índice de Suporte Califórnia e Índice de Suporte do Subleito serão fornecidos pela Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí, onde a mesma contratou empresa específica para fazer o ensaio. A Norma Brasileira de Regulamentação que diz respeito às etapas do ensaio é a NBR 9895/1987.

Será utilizado o CBR corrigido, o qual tem fundamento na Tabela 14 e Equação (06) para seu cálculo.

O método empregado para dimensionar o pavimento de blocos de concreto pré-moldados será conforme apresentados por Cook (1996) e pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), os quais os procedimentos seguem-se por meio de expressões.

3.5 Microdrenagem, vazão de projeto e dimensionamento de dispositivos

A intensidade de chuva será obtida por dois métodos. Primeiro será retirada das séries históricas do município, pelo site HidroWeb, para determinar a vazão média atual. No segundo método será calculada com auxílio do software Plúvio 2.1. O software fornece coeficientes K, a, b e c para a expressão utilizada, a saber Equação (16). Esse cálculo será para interesse de vazão de projeto.

O tempo de escoamento superficial será calculado pela fórmula de George Ribeiro, a

saber Equação (17).

O cálculo do tempo de concentração será executado conforme descreveu Thierry e Bianconcini, pela Equação (18).

O coeficiente de deflúvio será calculado conforme a divisão das áreas da bacia, identificando cada superfície e concluindo com uma média ponderada conforme a Equação (19). Os coeficientes de deflúvio ou “runoff” são obtidos a partir da Tabela 40.

O tempo de retorno será definido conforme indicação da literatura e com base na historicidade de incidências de chuvas no município.

Bacia de contribuição: para o cálculo da área da bacia de contribuição, ou levantamento das curvas de nível e altitude da área de estudo, deverá ser utilizado os softwares Google Earth (um programa de computador desenvolvido e distribuído pela empresa estadunidense do Google cuja função é apresentar um modelo tridimensional do globo terrestre, construído a partir de mosaico de imagens de satélite) e Global Mapper, um aplicativo SIG (Sistema de Informações Geográficas).

O local de estudo deve ser localizado e demarcado no Google Earth, em seguida salva-se este conteúdo e a continuação é realizada no Global Mapper. Neste último, é gerado as curvas de nível que deve ter um espaçamento determinado no próprio software. Com as curvas geradas é possível obter as altitudes que garantem dados para este trabalho.

Para enfim, a determinação da vazão máxima, será utilizado o Método Racional, que engloba todos os fatores descritos neste texto, expresso pela Equação (15).

Para dimensionamento das sarjetas, será utilizado a Equação (20), equação de Manning. Será utilizada a Tabela 18 para determinar o fator de redução de escoamentos das sarjetas.

Será utilizada a Equação (23) para determinar a capacidade de engolimento das bocas de lobo de guia com lâmina de água inferior à altura do meio fio.

A Equação (24) para determinar a capacidade de engolimento das bocas de lobo de guia, com a seguinte condição: quando a lâmina de água sobre o local for maior do que o dobro da abertura da guia.

A velocidade das galerias será determinada através da Equação de Manning obtida pela Equação (27). Informações referentes à geometria da seção das galerias, área molhada, perímetro hidráulico, raio hidráulico e largura superficial serão obtidas através da Figura 36 conforme dados da DAEE (2006). Ainda de acordo com o DAEE (2006), a vazão das galerias será determinada pela Equação (29).

Conforme a Tabela 20, para este trabalho será considerado os parâmetros pertinentes ainda de acordo com a Tabela 20 do autor Azevedo Netto e Araújo (1998), sendo que a relação

y/D que irá ser adotada é de 0,7 (sete décimos). Também será utilizada a Figura 37 indicada pela CETESB (1980) para reajustar os parâmetros das galerias.

A Tabela 21 será utilizada para determinar o recobrimento mínimo das galerias em função do diâmetro. A declividade mínima das galerias é determinada conforme a Tabela 22. Ambas as tabelas foram consultadas pela Universidade de São Paulo (2015).

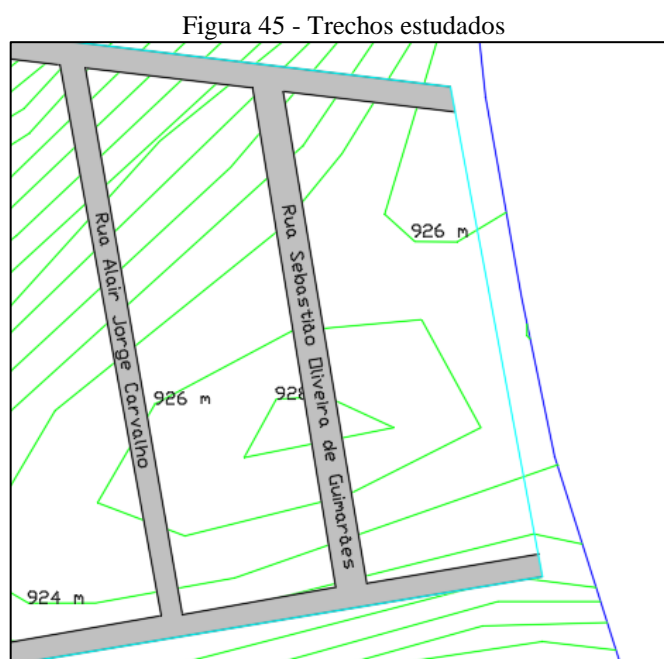
O dimensionamento dos poços de visitas será realizado conforme indicação de Botelho (2011) na Tabela 23. O espaçamento entre os poços de visitas será determinado de acordo com a CETESB (1980) conforme a Tabela 24.

Os meios-fios serão determinados em projeto sendo em concreto pré-moldado, baseado nas peças já existentes no local, apenas havendo a execução para substituir as peças danificadas.

4 RESULTADOS

4.1 Avaliação pelo método URCI

Foi considerado uma seção transversal de estudo para cada trecho, considerando a pior seção de cada, já que suas características se mantêm constantes ao longo do seu comprimento. As seções tiveram seus defeitos medidos no local com trena e aplicados na planilha de avaliação pelo método URCI. No procedimento, utilizou-se os ábacos de avaliação URCI para obter o Valor de Dedução (VDU). O valor de dedução foi obtido através das medições em campo para determinar as severidades dos defeitos e também a densidade do problema em relação as dimensões geométricas das vias. Com os valores de dedução é possível classificar as condições das superfícies das ruas. A planta para ambos os trechos segue na Figura 45.



Fonte: Autor (2017)

Tabela 25 - Dados dos trechos

Dados	Rua Sebastião Oliveira de	Rua Alair Jorge
	Guimarães (Trecho 01):	Carvalho (Trecho 02):
Extensão	206,83 m	195,25 m
Área	1237,30 m ²	1024,57 m ²
Largura média da via	6,00 m	5,30 m

Fonte: Autor (2017)

Para a Rua Sebastião Oliveira de Guimarães (Trecho 01) foram encontrados os seguintes

defeitos: Seção transversal inadequada; drenagem lateral inadequada; ondulações; poeira; e buracos.

Figura 46 - Medição de defeitos - Rua Sebastião Oliveira de Guimarães - Trecho 01



Fonte: Autor (2017)

No local foi feita medição de todos os defeitos com trena levando em consideração a pior seção, a qual a mesma é responsável por impedir a travessia de veículos e pessoas com certas dificuldades físicas. Depois de medir todos os defeitos e anotar numa caderneta de campo, os dados foram passados para a planilha de avaliação e inspeção da seção local. A partir daí os dados foram analisados conforme os ábacos presentes no método URCI, Figura 1, que seguem no APÊNDICE A.

Tabela 26 - Classificação dos defeitos

DEFEITO	AVALIAÇÃO	SEVERIDADE
Seção transversal inadequada	Quantidade moderada de água empoçada, ou superfície côncava	Média
Drenagem lateral inadequada	Sarjetas cobertas de vegetação e entulho e erosão das sarjetas do lado de dentro da estrada	Alta
Ondulações	Profundidade média de 12,0 cm	Alta
Poeira	Altura da poeira abaixo de 1,0 m e não obstrui a visibilidade	Baixa
Buracos	Buracos com profundidade média de 70,0 cm	Alta

Fonte: Autor (2017)

Analisando os dados do ÁBACO URCI na Figura 47, conclui-se que o índice URCI da subseção é igual a 39, classificando a estrada como ruim. Formalizando todos os dados tem-se a planilha de avaliação e inspeção da seção no Quadro 3.

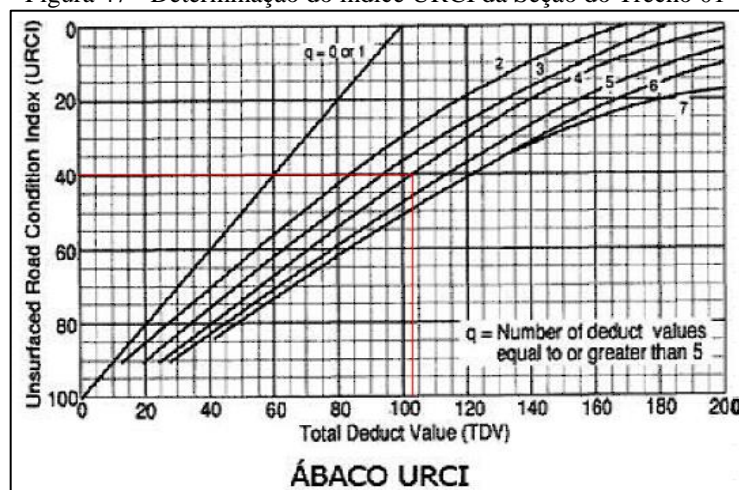
Quadro 3 - Planilha de avaliação e inspeção da seção

PLANILHA DE AVALIAÇÃO E INSPEÇÃO DE UMA ESTRADA NÃO PAVIMENTADA - URCI																								
Estrada: Rua Sebastião de Oliveira Guimarães				Trecho: SEÇÃO ÚNICA		Data: 29/04/2017																		
Unidade amostral:				Área da amostra: 1237,30m ²		Inspetor: Autor																		
OBSERVAÇÕES				Tipos de defeitos:																				
Extensão: 206,83m Buracos: 1				1. Seção transversal inadequada (m) 2. Drenagem lateral inadequada (m) 3. Ondulações (m ²) 4. Poeira 5. Buracos (nº) 6. Afundamento de trilho de roda (m ²) 7. Segregação de agregados (m)																				
Quantidade e Severidade dos Defeitos																								
Tipo		1	2	3	4	5	6	7																
Quantidade e Severidade	Baixa				x		.	.																
	Média	37					.	.																
	Alta		102	80		x	.	.																
Cálculo do URCI																								
Tipo do defeito	Densidade	Severidade	Valor de Dedução (VDU)	URCI				CLASSIFICAÇÃO																
1	18	Média	16					<table border="1"> <tr><td>100</td><td>EXCELENTE</td></tr> <tr><td>85</td><td>MUITO BOA</td></tr> <tr><td>70</td><td>BOA</td></tr> <tr><td>55</td><td>REGULAR</td></tr> <tr><td>40</td><td>RUIM</td></tr> <tr><td>25</td><td>MUITO RUIM</td></tr> <tr><td>10</td><td>PÉSSIMA</td></tr> <tr><td>0</td><td>PÉSSIMA</td></tr> </table>	100	EXCELENTE	85	MUITO BOA	70	BOA	55	REGULAR	40	RUIM	25	MUITO RUIM	10	PÉSSIMA	0	PÉSSIMA
100	EXCELENTE																							
85	MUITO BOA																							
70	BOA																							
55	REGULAR																							
40	RUIM																							
25	MUITO RUIM																							
10	PÉSSIMA																							
0	PÉSSIMA																							
2	49	Alta	37																					
3	6	Alta	7																					
4	.	Baixa	2																					
5	10	Alta	41																					
6	0	.	0																					
7	0	.	0																					
Total VD: q:4		URCI: 39		Classificação: RUIM																				

Fonte: Autor (2017) - Adaptado de Department of the Army (1995)

Depois de obtido os valor de dedução dos ábacos pelo método URCI, analisou-se o Ábaco de avaliação final URCI e obteve-se a seguinte análise:

Figura 47 - Determinação do índice URCI da Seção do Trecho 01



Fonte: Autor (2017) – Adaptado de Department of the Army (1995)

Como no Trecho 01, para a Rua Alair Jorge Carvalho (Trecho 02) foram encontrados os seguintes defeitos: Seção transversal inadequada; drenagem lateral inadequada; ondulações; poeira; e buracos.

Figura 48 - Medição de defeitos - Rua Alair Jorge Carvalho - Trecho 02



Fonte: Autor (2017)

Assim como no Trecho 01, no local foi feita medição de todos os defeitos com trena levando em consideração a pior seção. Neste trecho a passagem de veículo não é impedida e o trânsito de pedestres não é impedido como no primeiro trecho, embora esteja em estado patológico, existem menos severidade de defeitos na faixa central longitudinal da via. É possível ver pelas imagens acima (Figura 48) que os resíduos sólidos nas valas laterais são extremamente agigantados e há muita vegetação também, isso é comum para os dois trechos. A análise completa dos Ábacos URCI segue no APÊNDICE A.

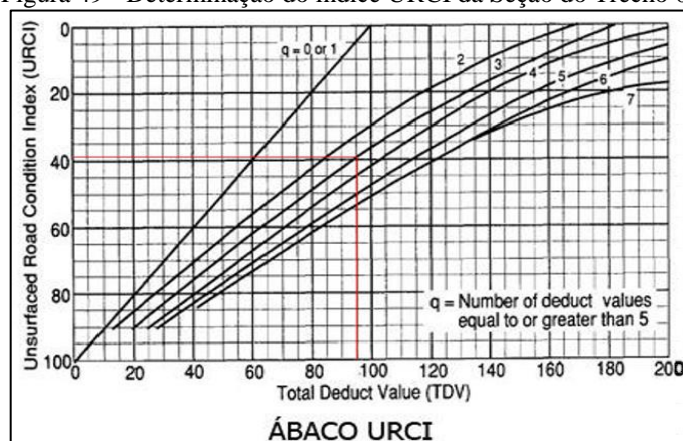
Tabela 27 - Classificação dos defeitos

DEFEITO	AValiação	SEVERIDADE
Seção transversal inadequada	Quantidade moderada de água empoçada, ou superfície côncava	Média
Drenagem lateral inadequada	Sarjetas cobertas de vegetação e entulho e erosão das sarjetas do lado de dentro da estrada	Alta
Ondulações	Profundidade média de 5,0 cm	Média
Poeira	Altura da poeira abaixo de 1,0 m e não obstrui a visibilidade	Baixa
Buracos	Buracos com profundidade média de 75,0 cm	Alta

Fonte: Autor (2017)

Depois de obtido os valor de dedução dos ábacos pelo método URCI, o Ábaco de avaliação final ÁBACO URCI classificou:

Figura 49 - Determinação do índice URCI da Seção do Trecho 02



Fonte: Autor (2017) - Adaptado de Department of the Army (1995)

Analisando os dados do ÁBACO URCI na Figura 49, conclui-se que o índice URCI da subseção é igual a 38, classificando a estrada como ruim. Formalizando todos os dados tem-se a planilha de avaliação e inspeção da seção no Quadro 4.

Quadro 4 - Planilha de avaliação e inspeção da seção

PLANILHA DE AVALIAÇÃO E INSPEÇÃO DE UMA ESTRADA NÃO PAVIMENTADA - URCI								
Estrada: Rua Alair Jorge Carvalho			Trecho: SEÇÃO ÚNICA			Data: 29/04/2017		
Unidade amostral:			Área da amostra: 1024,57m ²			Inspetor: Autor		
OBSERVAÇÕES				Tipos de defeitos:				
Extensão: 195,25m Buracos: 1				1. Seção transversal inadequada (m) 2. Drenagem lateral inadequada (m) 3. Ondulações (m ²) 4. Poeira 5. Buracos (nº) 6. Afundamento de trilho de roda (m ²) 7. Segregação de agregados (m)				
Quantidade e Severidade dos Defeitos								
Tipo		1	2	3	4	5	6	7
Quantidade e Severidade	Baixa	25			X		.	.
	Média			20			.	.
	Alta		106			X	.	.
Cálculo do URCI								
Tipo do defeito	Densidade	Severidade	Valor de Dedução (VDU)	URCI				CLASSIFICAÇÃO
1	12	Média	9	100	EXCELENTE			
2	51	Alta	38	85	MUITO BOA			
3	2	Alta	2	70	BOA			
4	.	Baixa	2	55	REGULAR			
5	12	Alta	44	40	RUIM			
6	0	.	0	25	MUITO RUIM			
7	0	.	0	10	PÉSSIMA			
				0				
Total VD:	q:3	URCI: 38		Classificação: RUIM				

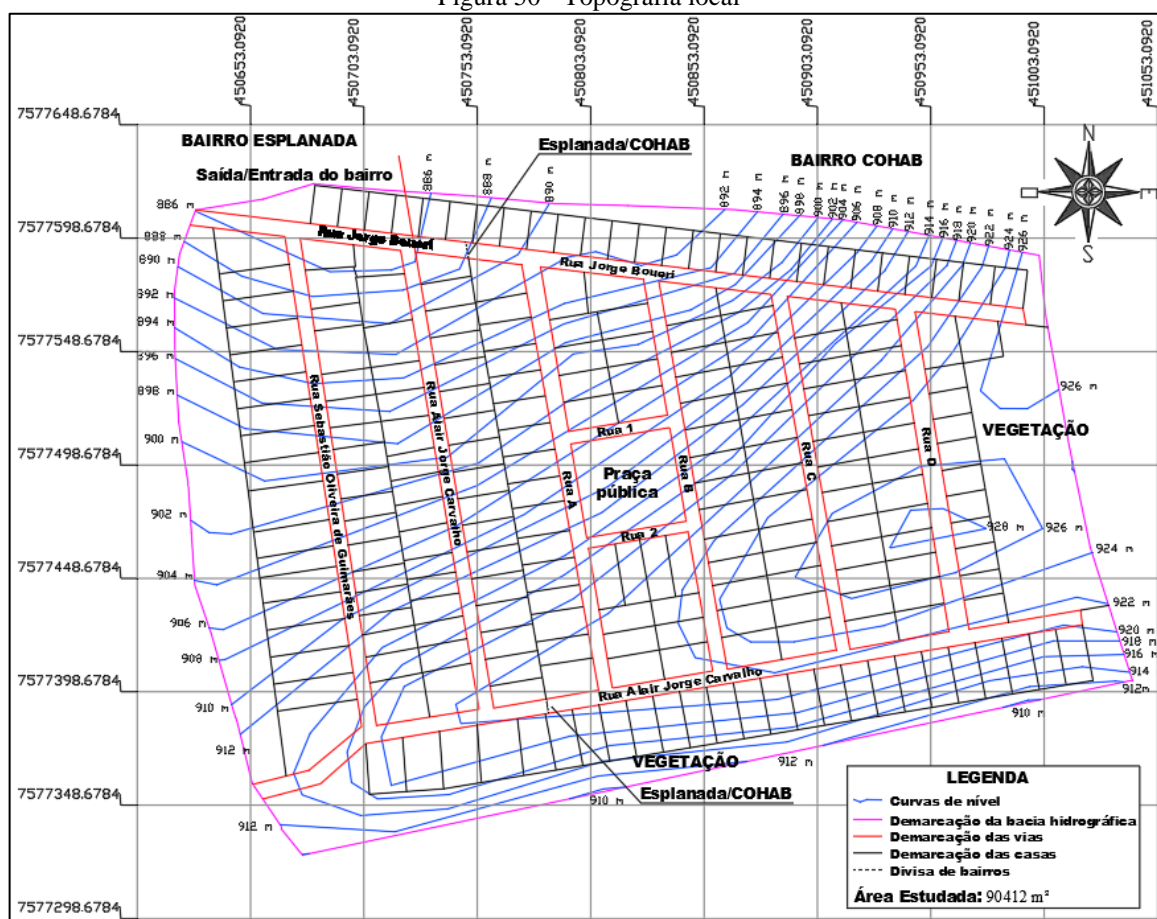
Fonte: Autor (2017) - Adaptado de Department of the Army (1995)

4.2 Topografia do local

Os dados topográficos foram obtidos pelo software Global Mapper. A área foi definida no Google Earth, logo foi utilizado o software Global Mapper para gerar as curvas de nível e para concluir utilizou-se o AutoCad 2017 para locar as vias, lotes, casas e demais áreas.

Esse levantamento será utilizado tanto para a etapa de avaliação das vias como também, principalmente, para a etapa de microdrenagem. Para classificação das vias utilizou-se as dimensões, que foram medidas em campo e para dados de microdrenagem utilizou-se dados de dimensões e divisão de área e também as cotas do local.

Figura 50 - Topografia local



Fonte: Autor (2017)

O levantamento foi realizado para gerar curvas a cada dois metros de desnível. Pela Figura 50 é possível verificar as cotas e com isso obter dados para continuação deste trabalho. A cota menor se encontra justamente na saída inferior do bairro, local que registra o maior problema com drenagem.

De acordo com o Mapa de Solos Brasileiros, o tipo de solo para o Município de São Gonçalo do Sapucaí é classificado como Latossolo Vermelho. De acordo com Prado (1995), o Latossolo Vermelho é característico de relevos planos ou suavemente ondulados. Sua cor vermelha é uniforme em profundidade. Prado (1995) diz que são solos que terão problemas de compactação.

Em relação a geotecnia desses solos, Latossolo Vermelho é a especificação de um solo laterítico e suas características principais são: cores dominantes vermelha, amarela e marrom; alta espessura, e pode atingir mais de dez metros de profundidade.

4.3.2 Ensaio de compactação

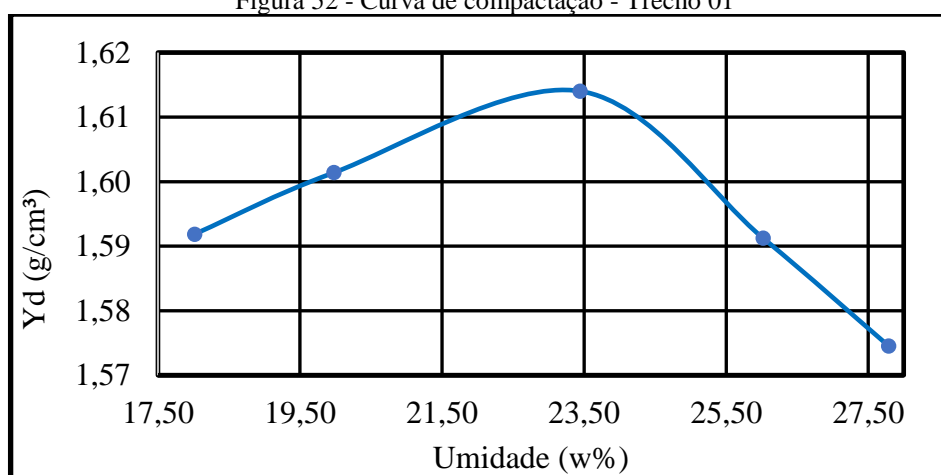
Para o ensaio de Proctor Normal foram realizadas 1 coleta para cada trecho. Cada coleta foi dividida em 5 corpos de provas e seguiu-se os ensaios. Observe os resultados laboratoriais para o Trecho 01 na Tabela 29 e sua representação na Figura 52.

Tabela 29 - Ensaio de compactação - Trecho 01

Volume do molde (cm³)	Massa do solo úmido no molde (kg)	Massa de solo seca (kg)	Teor de umidade (%)	Massa específica (kN/m³)	Massa específica seca (kN/m³)
944,3	1,7740	1,5032	18,015	18,79	15,92
944,3	1,8143	1,5122	19,978	19,21	16,01
944,3	1,8814	1,5266	23,441	19,92	16,14
944,3	1,8936	1,5250	26,021	20,05	15,91
944,3	1,9000	1,5075	27,789	20,12	15,75

Fonte: Autor (2017)

Figura 52 - Curva de compactação - Trecho 01



Fonte: Autor (2017)

Observa-se no gráfico que a umidade ótima e o peso específico seco máximo correspondem a:

Umidade ótima $\rightarrow w\% = 23,20\%$

Peso específico seco máximo $\rightarrow \gamma_d \text{ (g/cm}^3\text{)} = 1,614 = 16,14 \text{ kN/m}^3$

Grau de compactação (GC) $\rightarrow GC = \frac{\gamma_d \text{ campo}}{16,14} \geq 0,95 \rightarrow \gamma_d \text{ campo} \geq 15,33 \text{ kN/m}^3$

Varição da umidade (Δw) $\rightarrow w_{\text{campo}} + 2\% = 23,66\%$ ou $w_{\text{campo}} - 2\% = 22,74\%$

Os resultados da compactação em campo foi concebida pela Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí, para o Trecho 01, conforme segue no Quadro 5:

Quadro 5 – Resultados do ensaio de compactação em campo do Trecho 01

XXXXXXXXXXXXXXXX	CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DENSIDADE "IN SITU"				FOLHA 01/01
	Conforme Norma DNIT 164/2016-ME				
OBRA:	ESPLANADA				
CAMADA:	SUB -LEITO				
TRECHO:	SÃO GONÇALO DO SAPUCAÍ -MG				
LABORATORISTA:	XXXXX		DATA: 27/06/2017		
ESTACAS:	5	10	15		
RUA:	RUA SEBASTIAO OLIVEIRA DE GUIMARAES (1)				
LOCALIZAÇÃO DO FURO (BE, BD, EIXO)	EIXO	BD	BE		
PESO DO SOLO ÚMIDO (Ph)	2880	2890	2810		
DENSIDADE DA AREIA (D)	1320	1320	1320		
CONSTANTE (F3)	594	594	672		
PESO DO APARELHO ANTES (F1)	7000	7000	7000		
PESO DO APARELHO DEPOIS (F2)	4400	4413	4402		
VOLUME DO FURO = (F1-F2-F3) / D	1,520	1,510	1,459		
DENSIDADE ÚMIDA = Ph / V	1895	1914	1926		
CÁPSULA NÚMERO	5	3	4		
AMOSTRA + TARA + ÁGUA	138,50	138,50	139,80		
AMOSTRA + TARA	115,20	115,30	116,40		
ÁGUA	23,30	23,20	23,40		
TARA	15,20	15,30	16,40		
AMOSTRA SECA	100,00	100,00	100,00		
UMIDADE	23,3%	23,2%	23,4%		
DENSIDADE SECA NA PISTA ($Y_s = rh / 1 + h$)	1537	1554	1561		
DENSIDADE SECA MÁXIMA ($r_s \text{ max}$)					
DENSIDADE SECA DO ENSAIO r_s	1614	1614	1614		
DESVIO DE UMIDADE ($h=h\text{-hot}$)	0,10%	0,00%	0,20%		
GRAU DE COMPACTAÇÃO ($G = r_s / r_s \text{ max}$)	95,2%	96,3%	96,7%		
ESPESSURA DA CAMADA (em cm)					
REVISAO_000					

Fonte: Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí/MG (2017)

De acordo com os valores encontrados em campo, o grau de compactação mais baixo é encontrado como 95,2%, sendo ainda 0,2% acima do recomendado pelo Departamento de

Estrada e Rodagem de São Paulo – (DER/SP, 2012), cujo grau de compactação instruído deve ser de pelo menos 95%. A umidade também ficou dentro dos limites de +/-2% de desvio, sendo o maior desvio em 0,20%. O grau de compactação no Trecho 01, conforme os resultados apresentados, atende à recomendação de 95% ou mais.

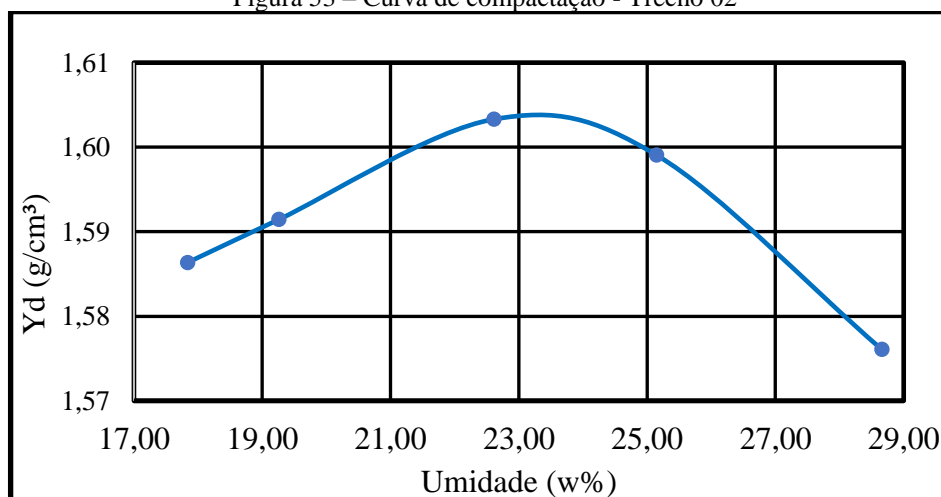
Seguindo o mesmo padrão do primeiro trecho, observa-se na Tabela 30 e na Figura 35 os resultados laboratoriais para o Trecho 02:

Tabela 30 - Ensaio de compactação - Trecho 02

Volume do molde (cm ³)	Massa do solo úmido no molde (kg)	Massa de solo seca (kg)	Teor de umidade (%)	Massa específica (kN/m ³)	Massa específica seca (kN/m ³)
944,3	1,7652	1,4980	17,837	18,69	15,86
944,3	1,7922	1,5028	19,257	18,98	15,91
944,3	1,8563	1,5140	22,609	19,66	16,03
944,3	1,8897	1,5100	25,146	20,01	15,99
944,3	1,9148	1,4883	28,657	20,28	15,76

Fonte: Autor (2017)

Figura 53 – Curva de compactação - Trecho 02



Fonte: Autor (2017)

Vê-se no gráfico que a umidade ótima e o peso específico seco máximo satisfazem a:

Umidade ótima → w% = 23,40%

Peso específico máximo seco → γ_d (g/cm³) = 1,604 = 16,04 kN/m³

Grau de compactação (GC) → $GC = \frac{\gamma_d \text{ campo}}{16,05} \geq 0,95 \rightarrow \gamma_d \text{ campo} \geq 15,25 \text{ kN/m}^3$

Variação da umidade (Δw) $\rightarrow w_{\text{campo}} + 2\% = 23,87\%$ ou $w_{\text{campo}} - 2\% = 22,93\%$

Conforme visto no primeiro trecho, os resultados da compactação em campo foi concebida pela Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí também para o Trecho 02, conforme segue no Quadro 6:

Quadro 6 – Resultados do ensaio de compactação em campo do Trecho 02

XXXXXXXXXXXXXX	CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DENSIDADE "IN SITU"				FOLHA 01/01
	Conforme Norma DNIT 164/2016-ME				
OBRA:	ESPLANADA				
CAMADA:	SUB -LEITO				
TRECHO:	SÃO GONÇALO DO SAPUCAÍ -MG				
LABORATORISTA:	XXXXX		DATA:	27/06/2017	
ESTACAS:	5	10	15		
RUA:	ALAIR JORGE CARVALHO (2)				
LOCALIZAÇÃO DO FURO (BE, BD, EIXO)	EIXO	BD	BE		
PESO DO SOLO ÚMIDO (Ph)	2874	2790	2910		
DENSIDADE DA AREIA (D)	1320	1320	1320		
CONSTANTE (F3)	594	594	672		
PESO DO APARELHO ANTES (F1)	7000	7000	7000		
PESO DO APARELHO DEPOIS (F2)	4440	4483	4342		
VOLUME DO FURO = (F1-F2-F3) / D	1,489	1,457	1,505		
DENSIDADE ÚMIDA = Ph / V	1930	1915	1934		
CÁPSULA NÚMERO	5	3	4		
AMOSTRA + TARA + ÁGUA	138,50	138,50	139,80		
AMOSTRA + TARA	115,20	115,30	115,20		
ÁGUA	23,30	23,20	24,60		
TARA	15,20	15,30	15,20		
AMOSTRA SECA	100,00	100,00	100,00		
UMIDADE	23,3%	23,2%	24,6%		
DENSIDADE SECA NA PISTA ($Y_s = rh / l + h$)	1565	1554	1552		
DENSIDADE SECA MÁXIMA (rs_{max})					
DENSIDADE SECA DO ENSAIO rs	1604	1604	1604		
DESVIO DE UMIDADE ($h=h-hot$)	0,10%	0,20%	1,20%		
GRAU DE COMPACTAÇÃO ($G = rs / rs_{max}$)	97,6%	96,9%	96,8%		
ESPESSURA DA CAMADA (em cm)					
REVISAO_000					

Fonte: Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí/MG (2017)

Do mesmo modo como no primeiro ensaio, os ensaios para o Trecho 02 também atenderam ao requerido pela recomendação do Departamento de Estrada e Rodagem de São Paulo – (DER/SP, 2012), de 95% no grau de compactação. O grau de compactação mais baixo é encontrado como 96,9%, sendo ainda 1,90% acima do recomendado (95%). A umidade também ficou dentro dos limites de +/-2% de desvio, sendo o maior desvio em 1,20%. Para efeito de observação, veja a Figura 54 alguns detalhes do ensaio realizado.

Figura 54 - Ensaio de compactação



Fonte: Autor (2017)

4.3.3 Ensaio de granulometria e limites de Atterberg

Para os resultados da granulometria e limites de Atterberg os resultados são descritos na Tabelas 31. O tratamento de dados foi realizado com o auxílio do Excel colocando-se em uma planilha os resultados obtidos no ensaio. Após a inserção dos dados na planilha foi possível analisar os resultados. Na Figura 55 mostra-se os ensaios dos limites de Atterberg, com estes ensaios é possível definir o limite de liquidez e plasticidade e posteriormente o índice de plasticidade e consistência.

Tabela 31 - Resultados do ensaio de granulometria e limites de Atterberg - Trecho 01 e Trecho 02

Resultados Trecho 01		Resultados Trecho 02	
Índices físicos		Índices físicos	
LL	35,4	LL	32,4
LP	25,8	LP	24,1
IP	9,6	IP	8,4
Granulometria		Granulometria	
#10	59,6	#10	57,2
#40	43,2	#40	41,7
#200	31,9	#200	31,5
IG	-0,5	IG	-0,6
HRB	A-2-4	HRB	A-2-4

Fonte: Autor (2017)

As Tabelas apresentam os resultados para os Limites de Liquidez, Limites de Plasticidade, Granulometrias, Índices de Grupo e a classificações geotécnicas HRB do solos.

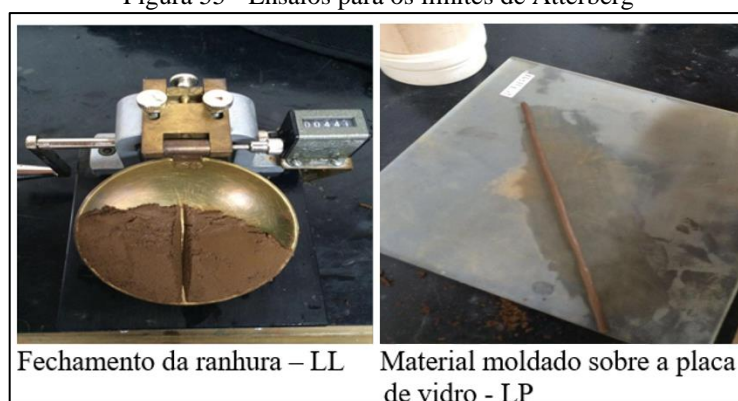
De acordo com a Tabela 31, o solo em análise é classificado como ótimo material como subleito para pavimentação, observe:

Para $IG = 0$: Solos ótimos como subleito; e para $IG = 20$: Solos péssimos como subleito.

IG calculado $\rightarrow IG = 0 =$ Classificado como solo ótimo como subleito de pavimentação;

Índice de Plasticidade (IP) $\rightarrow IP = 9,6\% \rightarrow 7 < IP < 15$ Plasticidade Média.

Figura 55 - Ensaio para os limites de Atterberg



Fonte: Autor (2017)

Para mais detalhes sobre os ensaios, no APÊNDICE B apresenta-se todos os dados que foram utilizados e bem como os gráficos de granulometria (Figura 56). O ensaio de granulometria possibilitou a obtenção do índice de grupo (IG).

Figura 56 - Ensaio de granulometria



Fonte: Autor (2017)

De acordo com a Tabela 31, o solo em análise é classificado em ótimo material como subleito para pavimentação, semelhante ao solo do Trecho 01, observe:

Para $IG = 0$: Solos ótimos como subleito; e para $IG = 20$: Solos péssimos como subleito.

IG calculado \rightarrow IG = 0 = Classificado como solo ótimo como subleito de pavimentação;
 Índice de Plasticidade (IP) \rightarrow IP = 8,4% \rightarrow $7 < IP < 15$ Plasticidade Média.

4.3.4 Classificação geotécnica - Highway Research Board (HRB)

Os dois solos chegaram na mesma classificação HRB, sendo o subgrupo A-2-4. Sobre o subgrupo A-2-4: Incluem solo contendo 35% ou menos, passando na peneira nº200, com uma porção menor retida na peneira nº40, possuindo as características dos grupos A-4 e A-5. Estes grupos abrangem os materiais tais como pedregulho e areia grossa, em que o teor de silte e o índice de plasticidade ultrapassam os limites estabelecidos para o Grupo A-1, e ainda areia fina com silte não plástico excedendo os limites do Grupo A-3.

São solos que contêm grande variabilidade de materiais granulares. Seus materiais constituintes são pedregulhos, areias siltosos ou argilosos. Com índices de plasticidades médias para ambos os trechos, suas capacidades de absorção de água é bastante considerável, provocando isso um aumento no seu volume. Com a retirada de água, tem-se um valor preocupante de contração, que pode originar um recalque na via. Nessas condições, o solo apresentará valores inconvenientes de suporte, devido à sua instabilidade e para contornar essa situação há a necessidade de instalar um sistema de drenagem longitudinal na pista. Contudo, seu funcionamento como subleito é de excelente a bom.

4.3.5 Capacidade de Suporte do Subleito

Os dados tabelados foram obtidos pela Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí, sendo os resultados na Tabela 32. Será utilizada também a Equação (06) que segue:

$$\text{Índice de Suporte (ISS)} = \frac{(\text{IS}_{\text{CBR}} + \text{IS}_{\text{IG}})}{2}$$

onde, novamente se ressalta:

IS_{CBR} = índice de suporte numericamente igual ao índice de suporte Califórnia (CBR – obtido em ensaio e dado em porcentagem);

IS_{IG} = índice de suporte derivado do índice de grupo.

$$IG = 0 \rightarrow IS_{IG} = 20$$

$$IS_{CBR} = 13,70\%$$

$$ISS = \frac{13,70+20}{2} = 16,85\%$$

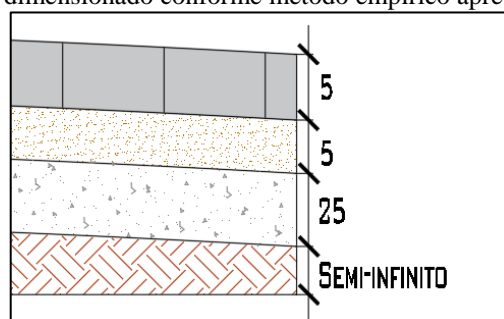
Para atender a condição $IS \leq CBR$, adota-se $CBR = 13,70\%$.

4.4 Dimensionamento do pavimento

Para um dimensionamento de tráfego leve (veículos leves e pedestres) pode-se considerar conforme apresentado por Cook (1996) através da Figura 27, a qual apresenta um dimensionamento empírico:

- Condições do subleito: Sem nenhuma impressão ou marca de pé
- Bloco de concreto com espessura de 50 mm
- Colchão de areia com espessura de 50 mm
- Base granular com espessura de 250 mm

Figura 57 - Pavimento dimensionado conforme método empírico apresentado por Cook (1996)



Fonte: Autor (2017)

Para um segundo método empírico, considerando tráfego de veículos leves e alguns pesados (embora na contagem de veículos não houve nenhum veículo pesado), proposto pela Associação Espanhola de peças pré-moldadas de concreto (1997), o tráfego pode ser classificado (Figura 26) da seguinte forma:

Categoria C4: De 0 à 4 veículos pesados por dia. A categoria C4 diz respeito à áreas de pedestres, ruas com largura menor que 6 m sem tráfego comercial, ruas exclusivamente comerciais. Aparecimento esporádico de veículos.

Seguindo o que diz Cook (1996), de acordo com a Figura 28 segue-se:

- Determinação do CBR que é igual a 13,70%, considerando que seja 10% para este método.
- Camada de reforço do subleito = 0 mm
- Sub-base granular = 175 mm
- Sub-base não será usada para acesso de rodovia
- Número de eixo padrão N, que é calculado da seguinte forma:

$$N = V_t \times F_v \times F_R \quad \text{Equação (07)}$$

Embora o volume de tráfego nesses trechos sejam baixos por serem vias locais, foi realizado a contagem em campo para fins de análise. Esse estudo foi realizado durante a semana dos dias 01 a 08 de abril de 2017 entre 6h 00min às 17h 00min.

Os veículos que transitam pelo local são os veículos dos moradores do local e veículos de entrega de compras. Vale ressaltar que no Trecho 01 os veículos que transitam têm apenas uma opção de acesso da via, e essa mesma serve como saída, já que a outra extremidade do trecho é bloqueada pelos defeitos. No Trecho 02 existe a passagem completa dos veículos, eles entram por um lado da via e podem sair pelo outro, pois, embora se tenha-se muitos defeitos, eles não obstruem o trecho. A Tabela 33 apresenta dados os dados de tráfego medidos no local.

Tabela 33 - Volume de tráfego/dia e porcentagem de veículos no Trecho 01 e Trecho 02

Veículo	Trecho 01	Trecho 02	% T01	%T02
Carro	4	14	100	100
Caminhão	0	0	0	0
Ônibus	0	0	0	0
Van	0	0	0	0
Outros	0	0	0	0
Total	4	14	100	100

Fonte: Autor (2017)

Considerou-se as cargas médias por eixo segundo o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), situadas na Tabela 34. As cargas estão em unidade de tonelada, variando seu carregamento de veículo para veículo conforme o número de eixos e tipo de veículo.

Tabela 34 - Cargas médias por eixo

Veículo	Carga média por eixo (tonelada)
Eixos simples de veículos leves (automóveis, camionetes, vans)	1 t
Eixo simples dianteiro de caminhões e ônibus	6 t
Eixo simples traseiro (4 pneus) de caminhões e ônibus	10 t
Eixo duplo traseiro de caminhões e ônibus	17 t
Eixo triplo traseiro de caminhões e ônibus	26 t

Fonte: Autor (2007) – Adaptado do DNIT (2006)

Calculou-se o fator veículo (FV) com as porcentagens de veículos contabilizadas de acordo com as equações:

$$FV = \sum(FV_i \times p_v) \quad (\text{Equação 30})$$

onde:

p_v = porcentagem de veículos (%)

$$FV_i = \sum FEO \quad (\text{Equação 31})$$

onde:

FEO = fator de equivalência das operações de carga (ver tabela abaixo); p_v é a porcentagem da categoria de veículos no tráfego. Os valores obtidos de FEO são apresentados na Tabela 35.

Tabela 35 - Fatores de equivalência de operações para eixos simples

Eixo Simples – Carga por Eixo (t)	Fator de Equivalência das operações
1	0,0004
2	0,004
3	0,020
4	0,050
5	0,100
6	0,200
7	0,500
8	1,000
9	2,000
10	3,000

Fonte: Autor (2017)

Em seguida, calculou-se os valores do fator veículo para cada um dos tipos de veículos (Fvi) contados na pesquisa de campo (a qual houve somente passagem de veículos leves), através das somas dos FEOs para cada tipo de eixo, conforme a Tabela 36.

Tabela 36 - Fator veículo para veículos leves

Tipo de veículo	Eixo dianteiro		Eixo traseiro		Eixo traseiro		Fvi
	Peso (t)	FEO	Peso (t)	FEO	Peso (t)	FEO	
Veículos leves	1	0,0004	1	0,0004	-	-	0,0008

Fonte: Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006)

A partir, destes dados, foi então possível calcular o fator veículo (FV) a ser utilizado para o cálculo de N, utilizando-se das porcentagens do tipo de veículo e do valor de Fvi. Os valores obtidos de FV são apresentados na Tabela 37.

Tabela 37 - Determinação do fator veículo FV

Tipo de veículo	Quantidade	pv	Fvi	Fvi.pv
Veículos leves	14	100%	0,0008	0,008
			FV	0,008

Fonte: Autor (2017)

Para o fator climático regional (FR), foi adotado $FR = 1$, em face aos resultados de pesquisas desenvolvidas no IPR/DNER, segundo o Manual de Pavimentação (DNER, 1996).

Realizou-se o cálculo de VM (volume diário médio de tráfego), conforme a Equação 32.

$$V_m = \frac{V_1 \times [2 + (P-1) \times t/100]}{2} \quad \text{Equação (32)}$$

$$= \frac{14 \times [2 + (10-1) \times 0,15/100]}{2} = 14,10 \rightarrow 15 \text{ veículos/dia}$$

Com os valores encontrados anteriormente, é possível calcular o valor do Número N, conforme a Equação 10.

$$V_t = 365 \times P \times V_m \quad \text{Equação (33)}$$

onde:

V_t = volume total (nº de veículos);

P = Período de projeto (anos);

V_m = Volume médio diário (veículos/dia).

$$N = 365 \times P \times V_m \times F_v \times F_R \quad \text{Equação (07)}$$

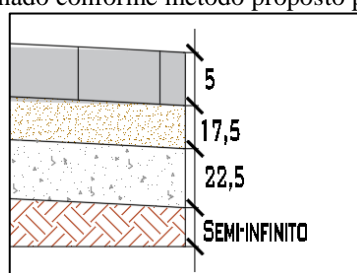
$$N = 365 \times 10 \times 15 \times 0,008 \times 1 = 438 = 4,38 \times 10^2$$

Portanto, o Número N foi igual a $4,38 \times 10^2$.

Espessura da Base (granular): 225 mm

Vê-se na Figura 58, a representação do pavimento dimensionado com o método proposto pela Associação Espanhola.

Figura 58 - Pavimento dimensionado conforme método proposto pela Associação Espanhola (1997)



Fonte: Autor (2017)

4.4.1 Dimensionamento conforme o método considerado para este trabalho

O método de dimensionamento considerado para este trabalho será o apresentado a seguir pela ABCP, por questões de usabilidade no mercado brasileiro e até então ter correspondido bem aos serviços prestados.

Empregando o método CBR – Índice de Suporte Califórnia, e considerando que os veículos mais pesados possuam 6 toneladas de carregamento transmitido por cada roda e ainda considerando que cada bloco recebe 50% dessa carga, tem-se:

$$e = (100 + 150\sqrt{6/2}) / (13,7 + 5) = 19,24 \text{ cm, arredondando tem-se: } e = 20,00 \text{ cm}$$

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 1998) fixa parâmetros, como: a espessura do colchão de areia mais revestimento deve ser em 14,00 centímetros (10,00 cm do bloco e 4,00 cm da base de areia, a espessura da sub-base seria de 6,00 centímetros).

A ABCP (1998) confirma o que disse Shackel (1990) quanto a espessura do colchão de areia, sendo menos deformável quanto menor a espessura. Não podendo ser muito esbelto para não ocorrer a impossibilidade de determinada deformação (sendo a pouca deformação um fator

favorável para ajustar os desníveis do pavimento) e não podendo ser muito grossa para não deformar além do necessário.

Com isso, é necessário determinar também o CBR mínimo exigido para o material da sub-base:

$$6,00 = (100 + 150\sqrt{6/2}) / (Is + 5) = 54,96\%, \text{ arredondando tem-se: } Is = 55,00\%$$

Então, tem-se as camadas do pavimento:

Subleito: solo local de CBR = 13,7%

Sub-base granular: solo de CBR = 55,0% → e = 6,00cm

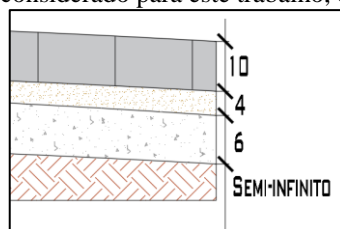
Base: areia → e = 4,0cm

Revestimento: blocos pré-moldados → e = 10,0cm

Espessura total do pavimento → e = 20,00 cm

Na Figura 59 apresenta-se a tipologia do pavimento dimensionado pelo método da ABCP.

Figura 59 - Pavimento considerado para este trabalho, conforme método ABCP



Fonte: Autor (2017)

A patente “Blokret” está registrada no Departamento Nacional de Propriedade Industrial do Ministério e do Comércio sob o título de “Aperfeiçoamento em blocos pré-moldados para pavimentação em geral”, pela Patente de Invenção nº50.174, de 03 de fevereiro de 1956. Pertence à firma “Blokret, Pavimentações Articuladas S. A.”. O Blokret foi escolhido como material de revestimento a ser aplicado nas vias.

A peça tem a forma de um hexágono regular (sextavado), com as seguintes dimensões:

Lado do hexágono: 17,5 cm

Largura entre dois lados paralelos: 30,0 cm

Diâmetro do círculo circunscrito: 34,0 cm

Espessura: Para pavimento de ruas: 10,0 cm

Para pavimento de passeios: 6,5 cm

Área da superfície ocupada por um bloco: 796 cm²

Resistência mínima do bloco: 200 kg/cm²

Número de blocos necessários para ocupar 1,0m²: 12 unidades (incluso desperdício)

Trecho (01) – Ruas Sebastião Oliveira de Guimarães

Área = 1010,46 m² → Unidades = 1010,46 x 12 = 12125,52 → Quantidade = 12125 unidades

Trecho (02) – Ruas Alair Jorge Carvalho

Área = 836,73m² → Unidades = 836,73 x 12 = 10040,79 → Quantidade = 10041 unidades

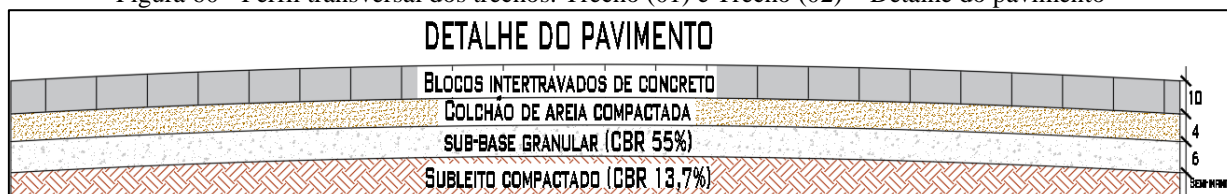
Total = 22166 unidades

4.4.2 Previsão de custo do material utilizado

A ABCP sugere o valor de R\$ 45,00/m² do material, então, somando-se as áreas a serem pavimentadas tem-se (1010,46 + 836,73) metros quadrados, quando multiplicado pelo valor sugerido pela ABCP: 1847,19m² x R\$ 45/m² = R\$ 83.123,55 (oitenta e três mil, cento e vinte e três reais e cinquenta e cinco centavos). Realizou-se o orçamento da areia grossa no comércio de São Gonçalo do Sapucaí, como resultado encontrou-se que o custo da areia grossa lavada fica em torno de R\$ 130/m³ de areia (cento e trinta reais por metro cúbico de areia). Para as vias será necessário um volume de 1847,19m² x 0,04 m (espessura) = 73,89m³ (setenta e três, oitenta e nove metros cúbicos de areia). O custo final orçado para a areia grossa é de 73,89m³ x R\$ 130/m³ = R\$ 9.605,39 (nove mil, seiscentos e cinco reais e trinta e nove centavos).

Com a pavimentação e os demais elementos previstos e calculados, tem-se um perfil de como deve ficar o projeto de pavimentação, segundo este trabalho, na Figura 60.

Figura 60 - Perfil transversal dos trechos: Trecho (01) e Trecho (02) – Detalhe do pavimento



Fonte: Autor (2017)

4.5 Drenagem local

Para realizar um diagnóstico quanto a drenagem, foi necessário definir a vazão local atual e também fazer um estudo da vazão futura, utilizando o método racional. Para isso, os dados que se diferenciam são dados relacionados a intensidade de chuva. Para a vazão atual, a sua determinação demonstra a necessidade de um projeto coerente de drenagem e destaca que é por meio dessa vazão que os problemas atuais têm ocorrido. Já a vazão futura, determinada para um tempo de retorno de 05 anos, deve ser recebida por um projeto de drenagem com capacidade mínima para esse tempo de retorno. É importante fazer um estudo prévio desse caso para reforçar o objetivo desse trabalho, que é apresentar tecnicamente que o local de estudo precisa de melhorias.

Existem duas intensidades de chuvas nesse trabalho que foram obtidas respectivamente, uma pela série histórica de chuvas no município que consta no site do Hidroweb e a outra por meio de expressão matemática auxiliada pelo software Plúvio 2.1. Para determinação dos parâmetros da Equação (06), seguem respectivamente: Intensidade de chuva, tempo de escoamento superficial, tempo de concentração, coeficiente de deflúvio e a vazão total em cada trecho.



Para a expressão, com auxílio do software Plúvio 2.1, obtiveram-se os coeficientes K, a, b e c. Para melhor visualização apresenta-se a Figura 61.

Intensidade de chuva:

Série histórica → Intensidade máxima → $I_m = 120,60 \text{ mm/h}$

$$\text{Expressão} \rightarrow I_m = \frac{K \times TR^a}{(t+b)^c} = \frac{1458,345 \times 5^{0,189}}{(16,74+19,531)^{0,708}} = 155,50 \text{ mm/h}$$

Figura 61 - Parâmetros da equação - Relatório do Plúvio 2.1

 Plúvio 2.1  <small>Copyright (2005) © GPRH</small>	
RELATÓRIO Parâmetros da Equação de Intensidade, Duração e Frequência da Precipitação	
LOCALIZAÇÃO:	
Localidade: São Gonçalo do Sapucaí	Estado: Minas Gerais
Latitude: 21°53'32"	
Longitude: 45°35'43"	
PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:	
K: 1458,345	
a: 0,189	
b: 19,531	
c: 0,708	

Fonte: Universidade Federal de Viçosa (2006)

Tempo de escoamento superficial:

$$T_s = \frac{16 \times 0,431}{(1,05 - 0,2 \times 0,0577) \times (100 \times 0,10)^{0,04}} = 6,74 \text{ minutos}$$

$$L = 0,431 \text{ km}$$

$$I = (928 - 885,5) / 414 = 0,10 \text{ m/m} = 10\%$$

$$pr = 5,77\%$$

Tempo de concentração:

$$T_c = T_s + 10 = 6,74 + 10 = 16,74 \text{ minutos}$$

Coefficiente de deflúvio:

Conforme o Método Racional, e utilizando o Quadro 2, seguem as tabelas:

Tabela 38 - Coeficientes de deflúvio para áreas descritas no estudo

Descrição das áreas em estudo	Coefficiente de runoff
Área sem melhoramentos	0,30
Pavimentação asfáltica	0,70 - 0,90
Residências isoladas	0,30 - 0,50

Fonte: Autor (2017)

Tabela 39 - Coeficiente de "runoff" para áreas calculadas

Área	Coefficiente de runoff
Área verde: 5180,82 m ²	0,30
Vias asfaltadas: 10040,87	0,825
Vias em terra: 2727,69	0,30
Área dos lotes: 66328,47 m ²	0,50
Área da prefeitura: 6134,15 m ²	0,30

Fonte: Autor (2017)

$$C_{\text{médio}} = \frac{5180,82 \times 0,30 + 10040,87 \times 0,825 + 2727,69 \times 0,30 + 66328,47 \times 0,50 + 6134,15 \times 0,30}{90412} = 0,505$$

Vazão total:

$$Q_{\text{atual}} = \frac{0,505 \times 120,60 \times 90412}{(1000 \times 3600)} = 1,530 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{futura}} = \frac{0,497 \times 155,50 \times 90412}{(1000 \times 3600)} = 1,972 \text{ m}^3/\text{s}$$

A vazão de $Q = 1,972 \text{ m}^3/\text{s}$ é a vazão média (desconsiderando desvios de vazão) para um tempo de retorno de 05 anos, que chegará ao fim do talvegue caso não haja mudanças nas superfícies. Esta vazão pode ser definida também como vazão de projeto, e igualmente, caso não haja mudanças nas superfícies. A vazão (desconsiderando desvios de vazão) de $1,530 \text{ m}^3/\text{s}$ pode ser considerada como vazão máxima média atual que escoar até o fim do talvegue, segunda a série história de chuvas do município.

Para estes cálculos levou-se em consideração todas as superfícies atuais que constituem o bairro, sendo as duas ruas em estudo as únicas da bacia sem pavimentação asfáltica. A área considerada como pública correspondem aos ambientes não utilizados para lotes e sim para ocupações futuras da administração pública. Ao pavimentar os trechos, embora esse escoamento possa aumentar, deve-se levar em consideração que para pavimentar deve haver também projeto dos dispositivos coletores, já que a vazão atual chega ao fim do talvegue sem projeto algum de drenagem.

4.5.1 Diagnóstico da drenagem

As duas vias em estudo não possuem bocas de lobo, galerias, sarjetas ou qualquer dispositivo para coleta de águas pluviais. Os coletores que haviam no local estão cimentados por resíduos sólidos e por isso toda água escoada não tem saída para dispositivo nenhum de drenagem. As sarjetas são substituídas pelas erosões laterais contidas nas duas ruas. Como não existem dispositivos de captação, todos os sedimentos sólidos captados pelas valas laterais são lançados nas ruas ou barradas pelos entulhos existentes. As vias possuem poucos meios-fios visíveis, já que a maioria estão soterrados pelos sedimentos provenientes da erosão local e outros estão quebrados.

Os dispositivos existentes são meios-fios e sarjetas contempladas nas: Rua Jorge Boueri, Rua Alair Jorge Carvalho (paralela à Rua Jorge Boueri), Rua A, Rua B, Rua C e Rua D. Essas ruas também são asfaltadas e isso contribui para aumento do escoamento. Embora existam tais dispositivos, o problema está na ausência de galerias pluviais ativas e bocas de lobo em toda área estudada de drenagem, obviamente que com esses dispositivos não se integra um sistema,

ainda tem os tubos de ligações, poços de visitas, sarjetões e entre outros dispositivos. Veja na Figura 62 os danos causados ao local de estudo.

Figura 62 - Patologias resultantes



Fonte: Autor (2017)

No caso dessa bacia, quanto maior a vazão escoada, mais evidenciada fica a ausência de dispositivos. A vazão total tem um único trajeto, que é o ponto de cota mais baixo, situado na saída do Bairro Esplanada, na Rua Jorge Boueri conforme Figura 63. Outro agravante é a inexistência de um coletor na saída do bairro, fazendo com que essa água se acumule com outras vias e aumente o escoamento não-drenado.

Figura 63 - Local de saída de águas pluviais no Bairro Esplanada



Fonte: Autor (2017)

4.6 Dimensionamento dos dispositivos de drenagem

Os dispositivos foram dimensionados de acordo com as mudanças nas superfícies dos dois trechos de terra. Agora, são consideradas ruas pavimentadas com bloquetes de concreto,

um pavimento modular, que possui como característica alta absorção de águas pluviais. Vale ressaltar que depois de verificado, as sarjetas e meios-fios existentes no bairro são plenamente capazes de suportar a vazão de projeto e somente são necessárias galerias na Rua Jorge Boueri, onde ocorre o desague das águas decorrentes dos bairros. Segundo informações da Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí/MG, a galeria atualmente instalada no local onde fica a saída do Bairro Esplanada possui diâmetro de 600mm, o que não corresponde a uma capacidade eficiente caso seja reutilizada para o mesmo local. Para vazão de projeto, se levou em conta toda influência das curvas de nível, identificando os locais onde certamente recebem as águas.

Na execução do layout geral do Sistema de galerias de águas pluviais, foi levado em consideração diversos parâmetros para o dimensionamento do Projeto, os quais estão relacionados a seguir:

- a) Velocidade mínima e máxima de escoamento na tubulação de concreto: $v = 0,75$ m/s;
- b) Velocidade máxima de escoamento na tubulação de concreto: $v = 5,00$ m/s;
- c) Coeficiente de rugosidade considerado para o concreto: $n = 0,015$ s/m;
- d) Declividade adotada os tubos de ligações: de acordo com o fundo de cotas dos PV's.
- e) Distância entre os poços de visita: A cada esquina onde há boca de lobo;
- f) A abertura das guias para as bocas de lobo são de 17,5cm sendo 2,5cm de depressão;
- g) Localização das bocas de lobo: Nas cotas baixas das ruas tangenciais à Rua Jorge Boueri; com espaço mínimo de 2,00 metros da esquina.
- h) Relação y/D considerada = 70% da seção = 0,70; Tubos com diâmetros mínimos de 300 mm.

Os meios-fios serão reposicionados (os que estão deslocados) e os quebrados devem ser substituídos. São dispositivos de concreto, com altura de 20,00 centímetros acima do solo (ver Figura 64). No total, são 98,00 metros para serem substituídos, para que o projeto de drenagem não seja deficiente.

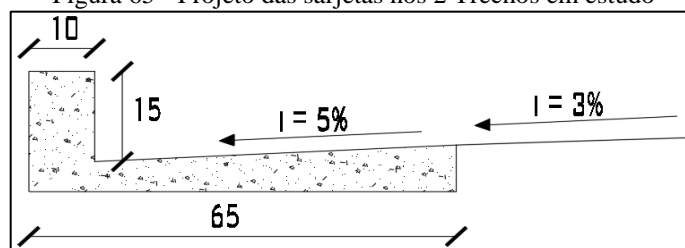
Figura 64 - Projeto das sarjetas nos 2 Trechos em estudo



Fonte: Autor (2017)

As sarjetas possuem largura de 55,00 centímetros com declividade de 5% (ver Tabela 40), em concreto e devem ser executadas nos dois trechos em estudo. No total são 800,00 metros de sarjetas em concreto a serem instaladas. Essas sarjetas possuem a mesma geometria das sarjetas existentes no local (ver Figura 65).

Figura 65 - Projeto das sarjetas nos 2 Trechos em estudo



Fonte: Autor (2017)

Tabela 40 - Dimensões das sarjetas

Dimensões – Sarjetas – Dados gerais		
i Transversal (%)	i Longitudinal (%)	Largura (cm)
5	i Terreno	55,0

Fonte: Autor (2017)

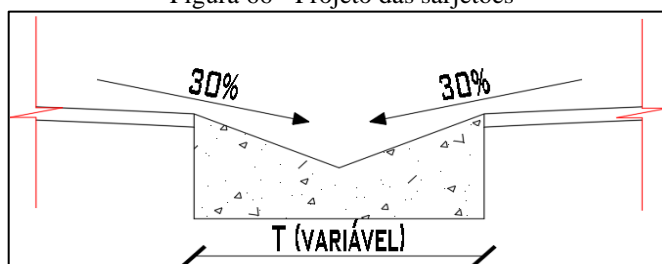
Serão instalados sarjetões para a condução das águas diretamente para a boca de lobo, conforme apresentado em projeto. Os sarjetões devem ser executados em concreto. As dimensões e demais dados desses dispositivos seguem na Tabela 41 e Figura 66.

Tabela 41 - Dimensões dos sarjetões

Dimensões - Sarjetões			
Sarjetão	T(cm)	Sarjetão	T(cm)
S1	35	S7	40
S2	40	S8	45
S3	40	S9	45
S4	45	S10	50
S5	55	S11	60
S6	70	S12	80

Fonte: Autor (2017)

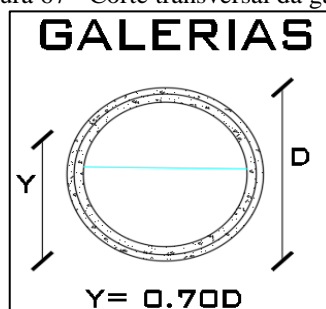
Figura 66 - Projeto das sarjetões



Fonte: Autor (2017)

Quanto às galerias, somente na Rua Jorge Boueri houve a necessidade de instalação destes dispositivos. Serão dispositivos com diâmetros variáveis (ver Tabela 42), sendo 271,30 metros de galerias. Serão instaladas no eixo central da rua para possibilitar a instalação de poços de visita, visando manutenções futuras. A profundidade mínima das galerias deve ser respeitada e devem possuir declividade coerente com o da via local (ver Figura 67). Para que se obtenha a declividade e alinhamento desejado, deverá ser utilizado no assentamento dos tubos duas réguas fixadas na posição horizontal, uma a jusante e outra a montante do terreno em questão. Faz-se o nivelamento em função da declividade, estica-se uma linha de nylon, sendo fixadas nas duas réguas niveladas de tal maneira que após o assentamento dos tubos a linha coincida com a geratriz superior externa dos tubos. Diante da legislação do município de São Gonçalo do Sapucaí, não há impedimento quanto ao diâmetro mínimo comercial de 300 mm para galerias. Veja as dimensões das galerias na Tabela 42.

Figura 67 - Corte transversal da galeria



Fonte: Autor (2017)

Tabela 42 - Dimensões das galerias

Dimensões - Galerias				
Galeria	D (mm)	Y (mm)	i (m/m)	L (m)
G1	300	210	0,27	55,32
G2	400	280	0,16	56,92
G3	500	350	0,05	54,19
G4	500	350	0,07	53,50
G5	700	490	0,02	51,36
G6	800	560	X*	X*

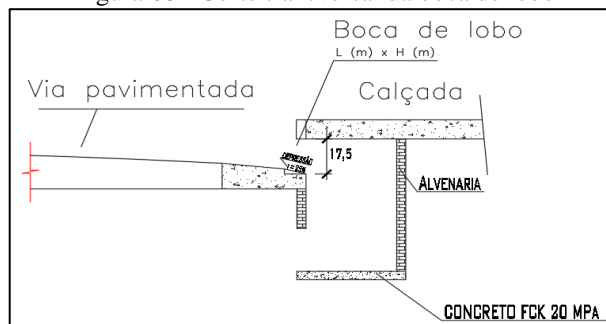
* → Valores não definidos, pois, saem fora da área de estudo e devem ser definidos na continuidade da microdrenagem.

Fonte: Autor (2017)

As bocas de lobo foram projetadas em todas as esquinas tangenciais à Rua Jorge Boueri. Serão instaladas somente em um lado, sendo isso já o suficiente para atender a demanda de serviços pluviais. Não haverá prejuízo funcional no projeto, pois, embora o outro lado da

esquina fique sem as bocas de lobo, haverá a ligação direta de sarjetões que conduzirão as águas diretamente para as mesmas. Veja desenho esquemático da boca de lobo na Figura 68.

Figura 68 - Corte transversal da boca de lobo



Fonte: Autor (2017)

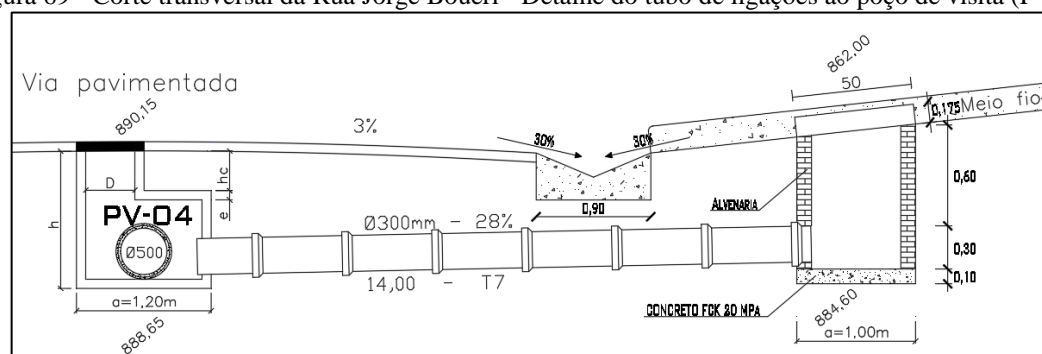
Tabela 43 - Dimensões das bocas de lobo

Dimensões – Bocas de lobo					
Boca de lobo	h (m)	L (m)	Boca de lobo	h (m)	L (m)
BL-01	0,175	0,60	BL-08	0,175	1,00
BL-02	0,175	0,80	BL-09	0,175	1,10
BL-03	0,175	0,80	BL-10	0,175	1,00
BL-04	0,175	0,90	BL-11	0,175	1,10
BL-05	0,175	1,00	BL-12	0,175	1,60
BL-06	0,175	0,50	BL-13	0,175	0,75
BL-07	0,175	0,50	BL-14	0,175	1,35

Fonte: Autor (2017)

Dimensionou-se tubos de ligação para condução das águas recebidas nas bocas de lobo para as galerias (ver Tabela 44), passando antes pelos poços de visita. As galerias serão instaladas no eixo central da rua e por isso a necessidade dos tubos. Veja na Figura 69 um exemplo de tubo de ligação à PV-04.

Figura 69 - Corte transversal da Rua Jorge Boueri - Detalhe do tubo de ligações ao poço de visita (PV-04)



Fonte: Autor (2017)

Tabela 44 - Dimensões dos tubos de ligações

Dimensões – Tubos de ligações									
Tubo	D (mm)	Y (mm)	i (m/m)	L (m)	Tubo	D (mm)	Y (mm)	i (m/m)	L (m)
T1	300	210	0,10	14,00	T8	300	210	0,08	8,00
T2	300	210	0,10	8,00	T9	300	210	0,06	13,00
T3	300	210	0,10	13,00	T10	300	210	0,10	8,00
T4	300	210	0,09	8,00	T11	300	210	0,08	13,00
T5	300	210	0,10	13,00	T12	300	210	0,10	8,00
T6	300	210	0,10	8,00	T13	300	210	0,10	4,00
T7	300	210	0,10	14,00	T14	300	210	0,10	2,90

Fonte: Autor (2017)

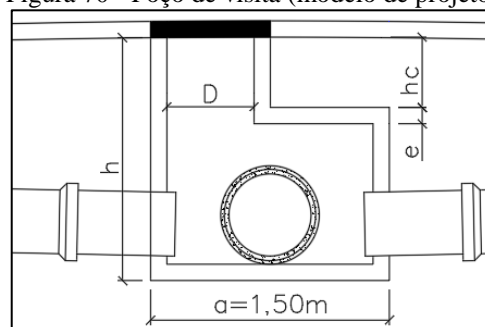
Foram projetados poços de visitas para manutenção, quando necessária, das galerias. Deste modo, foram dimensionados (ver Tabela 45), já que em projeto anterior os mesmos não foram previstos e por isso houve a cimentação das galerias e bocas de lobo existentes. Serão colocados em quantidades de acordo com o projeto. Sua confecção será em concreto armado, sem revestimento, sendo a laje com abertura excêntrica e fundida no local. O concreto terá uma resistência de $f_{ck} = 20,0$ Mpa, sendo assim, deve ser fiscalizado pelo Órgão responsável. Para orçar alguns dispositivos de maior porte foram considerados junto ao custo de alvenaria, pois, não possuem dimensões comerciais. Veja um exemplo na Figura 70.

Tabela 45 - Dimensões dos poços de visitas

Dimensões – Poços de visitas					
Poço de visita	h (m)	a (m)	hc (m)	e (m)	D (m)
PV-01	4,35	1,20	0,30	0,08	0,60
PV-02	2,20	1,20	0,30	0,08	0,60
PV-03	1,70	1,20	0,30	0,08	0,60
PV-04	1,50	1,20	0,30	0,08	0,60
PV-05	1,40	1,50	0,30	0,08	0,60
PV-06	1,50	1,60	0,30	0,08	0,60

Fonte: Autor (2017)

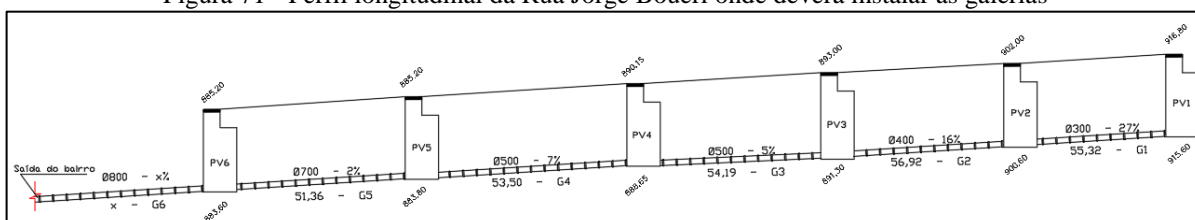
Figura 70 - Poço de visita (modelo de projeto)



Fonte: Autor (2017)

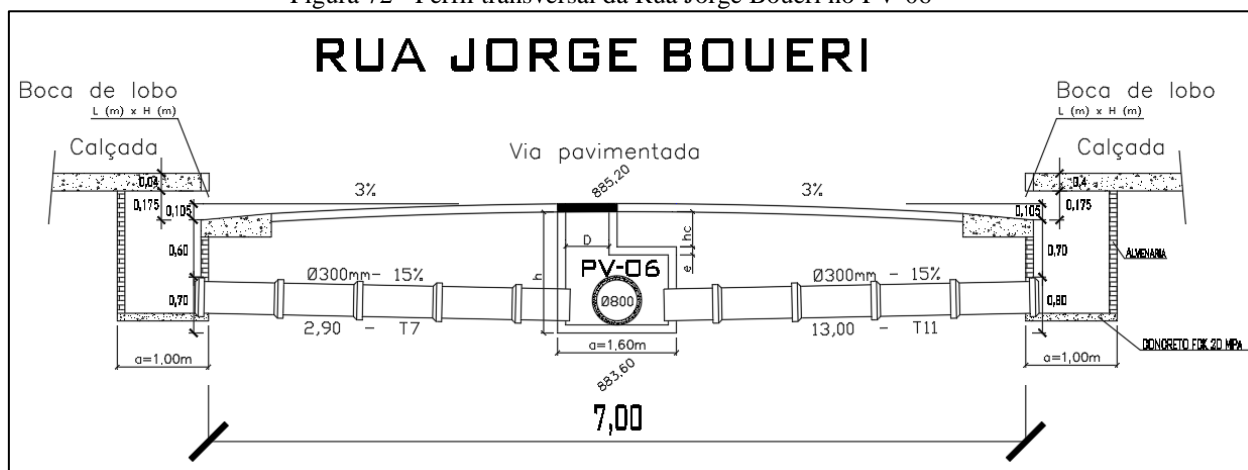
As escadas serão do tipo marinheiro, confeccionados com ferro redondo - 1/2". A chaminé dos poços será em tubo, devendo o mesmo receber um tampão de ferro fundido. Veja o corte longitudinal das galerias e poços de visita na Figura 71. Na Figura 72 está detalhado o corte transversal do sistema de bocas de lobo, tubos de ligação, poço de visita e galeria.

Figura 71 - Perfil longitudinal da Rua Jorge Boueri onde deverá instalar as galerias



Fonte: Autor (2017)

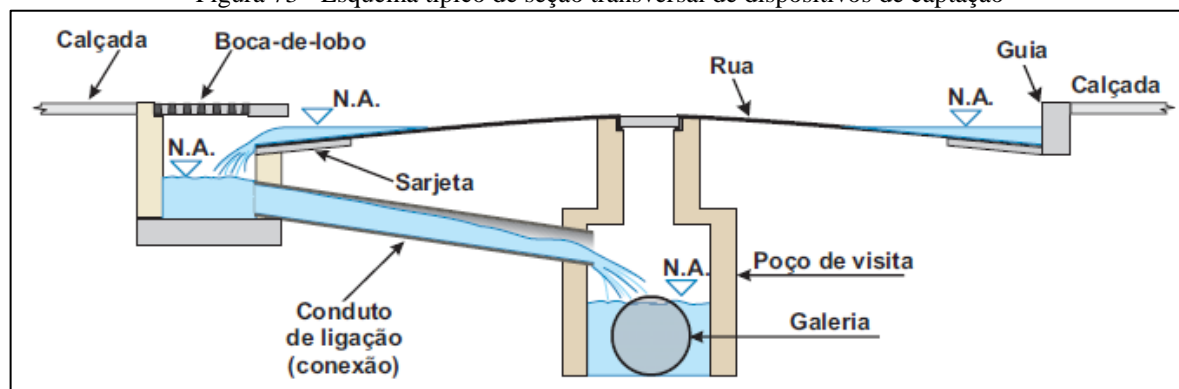
Figura 72 - Perfil transversal da Rua Jorge Boueri no PV-06



Fonte: Autor (2017)

A Figura 72 foi retirada do projeto de microdrenagem. Ve-sê a semelhança que há no perfil esquemático com o apresentado por Diogo (2008):

Figura 73 - Esquema típico de seção transversal de dispositivos de captação



Fonte: Diogo (2008)

4.7 Orçamento das obras

O custo das obras foi determinado através de planilhas disponibilizadas pelo SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), onde os valores são atualizados periodicamente. Os valores utilizados para orçar essa obra são referentes aos relatórios publicados em 17 de Agosto de 2017 pelo site da Caixa (2017). O BDI foi calculado conforme dados da região e do município.

O Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) é indicado pelo Decreto 7983/2013, que estabelece regras e critérios para elaboração do orçamento de referência de obras e serviços de engenharia, contratados e executados com recursos dos orçamentos da União, para obtenção de referência de custo, e pela Lei 13.303/2016, que dispõe sobre o estatuto jurídico da empresa pública, da sociedade de economia mista e de suas subsidiárias.

Para permitir a utilização dessas referências a Caixa disponibiliza os preços e custos do SINAPI para que possam ser consultados e utilizados como referência na elaboração de orçamentos.

A gestão do SINAPI é compartilhada entre Caixa e IBGE. A Caixa é responsável pela base técnica de engenharia (especificação de insumos, composições de serviços e orçamentos de referência) e pelo processamento de dados, e o IBGE, pela pesquisa mensal de preço, tratamento dos dados e formação dos índices. A manutenção das referências do SINAPI pela Caixa é realizada conforme Metodologias e Conceitos.

Vale ressaltar que esse orçamento é objetivo apenas para indicar um nível limitado de especificação de custos por serviços realizados ou podendo ser objetivado também para uma ordem de grandeza. O problema de não ser eficiente de forma integral se dá ao fato de que há muitas empresas concorrentes, as quais variam muito de preço e diante disso, houve interesse em escolher um orçamento genérico como apresentado no Quadro 7.

Para fazer o orçamento de obras de urbanização, prefeituras e empresas de desenvolvimento imobiliário têm que recorrer à própria experiência ou a parâmetros financeiros pouco precisos. Num orçamento como este, onde o valor chega a R\$ 315.819,29 (ver Quadro 7), tudo que se pode dizer é que embora não seja tão preciso, os valores são diagnosticados para esse fim. De acordo com o SINAPI, é importante advertir que as informações disponibilizadas podem servir de subsídios ao processo de elaboração de orçamentos, a cargo de profissional tecnicamente habilitado, sendo, no entanto, imprescindível a promoção dos ajustes técnicos e adaptações ao caso particular que se buscar representar.

Quadro 7 - Orçamento de obras com referências do SINAPI

Descrição	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo Total	C. Total + BDI
EXECUÇÃO DE PAVIMENTO EM PISO INTERTRAVADO, COM BLOCO SEXTAVADO DE 25 X 25 CM, ESPESSURA 10 CM.	m²	64,45	1.847,19	119.051,40	154.766,81
ALVENARIA EM TIJOLO CERAMICO MACICO 5X10X20CM 1/2 VEZ (ESPESURA 10CM), ASSENTADO COM ARGAMASSA TRACO 1:2:8 (CIMENTO, CAL E AREIA)	m²	53,98	68,04	3.672,80	4.774,64
CONCRETO FCK = 20MPA, TRAÇO 1:3,4:3,5 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 400 L.	m³	241,05	2,00	482,10	626,73
BASE DE SOLO ARENOSO FINO, COMPACTAÇÃO 100% PROCTOR MODIFICADO	m³	9,31	73,89	687,89	894,26
EXECUÇÃO DE SARJETA DE CONCRETO USINADO, MOLDADA IN LOCO EM TRECHO RETO, 60 CM BASE X 15 CM ALTURA.	m	45,62	800,00	36.496,00	47.444,80
ASSENTAMENTO DE GUIA (MEIO-FIO) EM TRECHO CURVO, CONFECCIONADA EM CONCRETO PRÉ-FABRICADO, DIMENSÕES 100X15X13X25 CM (COMPRIMENTO X BASE INFERIOR X BASE SUPERIOR X ALTURA), PARA URBANIZAÇÃO INTERNA DE EMPREENDIMENTOS.	m	34,51	800,00	27.608,00	35.890,40
TUBO CONCRETO SIMPLES DN 300 MM PARA DRENAGEM - FORNECIMENTO E INSTALACAO INCLUSIVE ESCAVACAO MANUAL 1M3/M	m	110,96	190,22	21.106,81	27.438,85
TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 400 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO INCLUSIVE ESCAVACAO MANUAL	m	88,59	56,92	5.042,54	6.555,31
TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 500 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO INCLUSIVE ESCAVACAO MANUAL	m	113,28	107,69	12.199,12	15.858,86
TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 700 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO INCLUSIVE ESCAVACAO MANUAL	m	189,48	51,36	9.731,69	12.651,20
TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 800 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO INCLUSIVE ESCAVACAO MANUAL	m	216,06	x	x	x
POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 120CM, PROF = 120CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	un	964,10	1,00	964,10	1.253,33
POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 120CM, PROF = 140CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	un	1.028,83	1,00	1.028,83	1.337,48
POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 150CM, PROF = 140CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	un	1.089,44	1,00	1.089,44	1.416,27
POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 120CM, PROF = 150CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	un	1.085,01	1,00	1.085,01	1.410,51
POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 160CM, PROF = 150CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	un	1.111,01	1,00	1.111,01	1.444,31
POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 120CM, PROF = 170CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	un	1.141,43	1,00	1.141,43	1.483,86
ASSENTAMENTO DE TAMPAO DE FERRO FUNDIDO 600 MM	un	73,29	6,00	439,74	571,66
				242.937,92	315.819,29

x: Valores que precisam ser definidos num projeto extrínseco ao projeto objetivo deste trabalho.

Fonte: Autor (2017) – Descrições e preços retirados do SINAPI (10/2017)

5 CONCLUSÃO

Após o término dos estudos, pode-se afirmar que há de fato argumentação funcional, social, comercial e técnica para dizer que as ruas Sebastião Oliveira de Guimarães e Alair Jorge Carvalho não garantem funcionamento pleno, sendo então incoerente com a lei, esta que garante socioeconomia de operação. Tendo então os resultados procedentes das análises de solo e microdrenagem, foi possível definir um projeto de pavimentação para as vias locais patológicas e um restabelecimento de funcionamento pleno do sistema receptor de águas pluviais.

A escolha do sistema de pavimentação se baseou na eficiência a longo prazo do método estabelecido, o qual é denominado pavimento intertravado de concreto pré-moldado. Este foi listado com diversas vantagens sobre o pavimento betuminoso, desde a aplicação, facilidade e custo da manutenção e vida útil de projeto. A princípio não foi levado em consideração o custo e sim as vantagens operacionais, e por falar em custos, vale lembrar que a longo prazo o pavimento escolhido tem menos gastos. O método de dimensionamento escolhido foi o apresentado pela Associação Brasileira de Cimento Portland, sendo este o mais usado no país e o motivo da escolha se dá ao fato de que a associação possui métodos específicos para o país (Brasil), o que faz com que outros métodos estrangeiros fique de fora do projeto deste trabalho.

Quanto ao sistema de drenagem, foi necessário instalar todos sistemas de galerias, bocas de lobo, sarjetões e poços de visitas. Somente as ruas locais que não possuem pavimentação estão desprovidas de sarjetas. O bairro COHAB (Companhia de Habitação do Estado de Minas Gerais) possui todo sistemas de sarjetas e meios-fios e as dimensões que estes possuem foram adotadas para as ruas Sebastião Oliveira de Guimarães e Alair Jorge Carvalho, pois, atendem plenamente a necessidade de projeto. As galerias que haviam na rua Jorge Boueri, segundo a Prefeitura Municipal da cidade, seguem com diâmetro de 600 mm, apenas da esquina da rua Sebastião Oliveira de Guimarães pra frente (sentido a saída do bairro Esplanada), tornando-se necessário a substituição das mesmas e a instalação das demais galeriais. Os poços de visitas, não menos importantes, foram projetados ao longo das ruas tangenciais à rua Jorge Boueri, para que as manutenções das galerias sejam realizadas sem muitas dificuldades quando necessária.

O orçamento da obra com objetivo de demonstrar valores de ordem de grandeza foi de R\$ 315.819,29 segundo referências do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (Caixa, 2017). Os custos podem variar para mais ou para menos quando solicitado a uma empresa da área, porém importa dizer, que independente dos custos dessa obra, a ordem socioeconômica desse local será reestabelecida caso executado as otimizações indicadas neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- ABCP – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Pavimentação com Peças Pré-Moldadas de Concreto**. ET-27, 1998, 4 ed., Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP, São Paulo, Brasil.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de solos – Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização** – NBR 6457 - Rio de Janeiro, 1986. 09 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Análise granulométrica** - NBR 7181 - Rio de Janeiro, 1984. 13 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do limite de plasticidade** - NBR 7180 - Rio de Janeiro, 1984. 03 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Ensaio de compactação** – NBR 7182 – Rio de Janeiro, 1986. 10 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Índice de Suporte Califórnia** – NBR 9895 – Rio de Janeiro, 1987. 14 p.
- AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES (ANTT). **Anuário estatísticos de transportes terrestres (AETT)**. Brasília, 2009. Disponível em: http://appweb2.antt.gov.br/InformacoesTecnicas/aett/aett_2009/1.1.2.asp Acessado em 05/03/2017.
- ALVES, Michelle Aparecida Nicola. **Características Geotécnicas de estradas não pavimentadas do Município de Bauru/SP**. 2009. 66fls. Dissertação de pós-graduação - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 2009.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 1993. **AASHTO Guide for Design of Pavement Structures**. Washington, D.C.
- AZEVEDO NETTO et al. **Manual de hidráulica**. 8ª ed. São Paulo: Blucher, 1998. 669 p.
- BAESSO, D.P.; GONÇALVES, F.L.R. **Estradas Rurais: técnicas adequadas de manutenção**. Florianópolis: DER-SC, 2003. 236 p.
- BARNES, Graham. **Mecânica dos Solos: Princípios e Práticas**. 3ª ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016. 576 p.
- BEATY, ANTHONY N. S., 199. **Predicting the Performance of Bedding Sands**. Fourth International Concrete Block Paving Conference, Vol. 2, pp. 273-284, Auckland, New Zealand, February 1992.

BEATY, ANTHONY N. S., 1996. **Laying Coure Materials: Specification and Performance**. Fifth International Concrete Block Paving Conference, pp. 129-139, Tel- Aviv, Israel, June, 1996.

BEATY, ANTHONY N. S., 2000. **Interlocking Concrete Block Pavements for cold climates**. Sixth International Concrete Block Paving Conference, pp. 579-588, Tokyo, Japan, September, 2000.

BOTELHO, M. H. C. **Águas de chuvas: engenharia das águas pluviais nas cidades**. 3ª ed. 2011. 300 p.

BRASIL. **Decreto nº. 7.983 (08/04/2013)**. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2013/decreto/D7983.htm>. Acesso em: 01/setembro/2017.

BRASIL. **Lei n. 11.445, 05 de janeiro de 2007**. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei no 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. Diário Oficial [da República Federativa do Brasil], Brasília.

BRASIL. **Lei nº. 13.303, de 19 de Dezembro de 2000** Dispõe sobre o estatuto jurídico da empresa pública, da sociedade de economia mista e de suas subsidiárias, no âmbito da União, dos Estados, do Distrito Federal e dos Municípios. Diário Oficial [da República Federativa do Brasil], Brasília.

BURAK, ROB, 2002. **Bedding Sand for Segmental Concrete Pavements**. Interlocking Concrete Pavement Magazine, Vol. 9, No. 9, August, pp. 12-16.

CAIXA. **Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, 2017**. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br/site/paginas/downloads.aspx>> Acesso dia 25/08/2017

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Rio de Janeiro: LTC, 6ª edição, 1996. 244 p.

CERATTI, J. A. P.; Lopes, F. R. (1985). **Uma Análise Paramétrica do Ensaio CBR. Solos e Rochas, vol. 8, nº 1**. São Paulo: ABMS, São Paulo. 44 p.

CREA-SP & IBAPE-SP. **Manual do Proprietário – A Saúde dos Edifícios**. São Paulo: Exata Editora & Produção Gráfica LTDA, 1998.

COOK, I. D., KNAPTON, J., 1996. **A Design Method for Lightly Trafficked and Pedestrian Pavements**. Fifth International Concrete Block Paving Conference, pp. 339-348, Tel-Aviv, Israel, June, 1996.

COOK, IAN D., KNAPTON J., 1992. **Bedding Course Sands**. Fourth International Concrete Block Paving Conference. Vol. 2, pp. 285-293, Auckland, February 1992.

CRUZ, Luiz Otávio Maia. **Pavimento Intertravado de Concreto: Estudo dos Elementos e Métodos de Dimensionamento**. Rio de Janeiro, 2003. 281fls. Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2003.

DEPARTMENT OF THE ARMY, TM 5-626. **Unsurfaced Road Maintenance Management**. Technical Manual. Washigton, DC, 1995. Disponível em: <http://www.wbdg.org/ccb/ARMYCOE/COETM/tm_5_626.pdf> Acesso dia 05/04/2017

DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA E COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL - DAAE/CETESB. **Drenagem urbana**: manual de projeto. 2ª ed. corrigida. São Paulo: [s.n.], 1980. 254 p.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (DER/SP). **Manual Básico de Estradas e Rodovias Vicinais**. Volume I. 226p. São Paulo, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de drenagem de rodovias**. 2ª ed. Rio de Janeiro, 2005. 333 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES DNIT. **Manual de pavimentação**. 3ª ed. Rio de Janeiro, 2006. 278 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem**. 2ª ed. Rio de Janeiro, 2005. 133 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM - DNER. **Pavimentação**. 2ª ed. Rio de Janeiro, 1996. 169 p.

EATON, R. A.; GERARD, S.; D.W. CATE. **Rating Unsurfaced Roads – A field manual for measuring maintenance problems**. Special Report 87-15 U.S. Army Corps of Engineers. Cold Regions Research & Engineering Laboratory, 1988.

EUROADOQUIN, 1997. **Associação Espanhola de PPC, Manual Técnico**. Disponível em <<http://www.euroadoquin.org/euroadoquin/>>. Acesso em 26/02/09.

FACHIN, Odília. **Fundamentos de Metodologia**. 3ª ed. São Paulo: Saraiva, 2001. 200 p.

FERREIRA, Alberto Silva; VIANA, Eugênio Souza; PIMENTA, Glenyo Rocha. **Estudo de caso de uma seção canalizada da bacia do Córrego Botafogo na cidade de Goiania – GO**. Relatório – Instituto Unificado de Ensino Superior Objetivo, Goiânia. 2014. 93 p.

FERREIRA, Fábio Mutti. **Uma aplicação comparativa de métodos de avaliação das condições superficiais de estrada não-pavimentada**. 2004. 248 fls. Dissertação de mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas.

FONSECA, Júlio. **Saneamento**. Infraestruturaurbana.pini.com.br. 08/10/2011. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/8/2-bocas-de-lobo-como-planejar-o-posicionamento-das-239376-1.aspx>> Acessado em 21/03/2017.

FRANZOI, S. (1990). **Algumas Peculiaridades Resilientes de Solos Lateríticos e Saprolíticos**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP, PTR, São Paulo.

FUGITA, Oscar et al. **Drenagem Urbana**: manual de projeto. São Paulo, 1980. 468 p.

GARCEZ, LUCAS NOGUEIRA. **Elementos de engenharia hidráulica e sanitária**. 2ª ed. São Paulo, 1976. 372 p.

GIL, Antônio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4ª ed. São Paulo: Atlas, 2002. 176 p.

GLOBAL MAPPER. **Blue Marble Geographics**. Disponível para download em: <<http://www.bluemarblegeo.com/products/global-mapper.php>> Acessado em 21/03/2017.

GOOGLE EARTH. **Google**. Disponível para download em: <<https://www.google.com.br/intl/pt-BR/earth/>> Acessado em 21/03/2017.

GRIBBIN, John E. **Introdução à hidráulica, hidrologia e gestão de águas pluviais**. 1ª ed. São Paulo: Cengage Learning, 2012. 493 p.

HALLACK, ABDO, 1998. **Dimensionamento de Pavimentos com Revestimento de Peças Pré-Moldadas de Concreto para Áreas Portuárias e Industriais**. Tese de Mestrado, Universidade de São Paulo – Escola Politécnica, São Paulo, Brasil, 116 p.

HALLACK, ABDO, 2001. **Pavimento Intertravado: uma solução universal**. Revista Prisma, Dezembro 2001, p 25-27;

IME. **Drenagem urbana e de rodovias**. Rio de Janeiro, 2003. 176 p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Mapa de solos do Brasil**. Rio de Janeiro, 2001. Disponível em <<http://mapas.ibge.gov.br/tematicos/solos.html>> Acessado em 19/04/2017.

ISSMFE, Committee on Tropical Soils of ISSMFE (1985). **Peculiarities of Geotechnical Behaviour of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**. Progress Report 1982/1985. Theme 3.1 – Erosion. ABMS, São Paulo - SP.

KARASAWA, A., YAMAGUCHI, H., SUDA, S., 2000. **Study of Hardness of Bedding Course Affecting the Surface Properties of Interlocking Block Pavement**. Sixth International Concrete Block Paving Conference, pp. 131-140, Tokyo, Japan, September, 2000.

KNAPTON, J., BULLEN, F., 1996. **Background to the Third Edition of the British Ports Association Heavy Duty Pavement Design Manual**. Fifth International Concrete Block Paving Conference, pp. 433-449, Tel-Aviv, Israel, June, 1996.

KNAPTON, J., 1996. **Romans and their Roads – The Original Small Element Pavement Technologists**. Fifth International Concrete Block Paving Conference, pp. 17-52, Tel- Aviv, Israel, June, 1996.

KNAPTON, J., 1996. **The Civil Aviation Authority Recommendations for the use of pavers on Aircraft Pavements**. Fifth International Concrete Block Paving Conference, pp. 493-499, Tel-Aviv, Israel, June, 1996.

KNAPTON, J., 1996. **The Civil Aviation Authority Recommendations for the use of pavers on Aircraft Pavements**. Fifth International Concrete Block Paving Conference, pp. 493-499, Tel-Aviv, Israel, June, 1996.

KNAPTON, J., ALGIN., H. M., 1996. **The Mathematical solution to Interlocking in Concrete Block Paving**. Fifth International Concrete Block Paving Conference, pp. 261-279, Tel-Aviv, Israel, June, 1996.

KNAPTON, J., COOK, IAN D., 1992. **Design Methods for Clay and Concrete Block Paving**. Vol. 2, pp. 27-50, Auckland, February 1992.

KNAPTON, JOHN, 1996. **Port and Industrial Pavement Design with Concrete Pavers**. Second Edition, ICPI, Washington, USA, 116 pp.

MENEZES, Frederico Carlos Martins de; COSTA, Alfredo Ribeiro da. **Sistemática de cálculo para o dimensionamento de galerias de águas pluviais: uma abordagem alternativa**. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, 2012, v. 1, n. 4, p. 12-22.

NICKLOW, JOHN W. **Design of stormwater inlets**. In Mays, Larry, Stormwater collection systems design handbook, 2001.

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo - SP: Editora Villibor, 1995. 235 p.

PEREIRA, Armando Belato. **Notas de Aula - Disciplina Mecânica dos Solos**. Varginha - MG: Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS-MG), 2016.

NUNES, Tercia V. L (2003). **Método de previsão de defeitos em estradas vicinais de terra com base no uso de redes neurais artificiais**: Trecho de Aquiraz – CE. 2003. 118fls. Dissertação de mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2003.

PINTO, Salomão; PREUSSLER, Ernesto. **A consideração da Resiliência no Projeto de Pavimentos**, Rio de Janeiro, 1994.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 359 p.

PINTO, N. S. et alli. **Hidrologia Básica**. Editora Edgard Blücher Ltda. São Paulo - SP, 1976. 304 p.

PLÚVIO 2.1 – Software. **Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos – GPRH** da Universidade Federal de Viçosa – UFV. Disponível para download em: <<http://www.gprh.ufv.br/?area=softwares>> Acesso em 19/04/2017 às 08h 20min.

PRADO, Hélio. **Arquivo do Agrônomo N° 1**. 2ª ed. Piracicaba, 1995. 16 p.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE POCONÉ. **Projeto executivo de pavimentação e drenagem de águas pluviais**. Poconé, 2013. 60 p.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO GONÇALO DO SAPUCAÍ – MINAS GERAIS. **Setor de Engenharia e Arquitetura**. 2017.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo**. São Paulo, 1999. 289 p.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE URUCARÁ – AMAZÔNIA. **Instalação de Sarjeta**. Disponível em: <<http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1526637&page=219>> Acessado em 14/03/2017.

RIGHETTO, Antônio Marozzi. **Manejo das águas pluviais urbanas**. 1ª ed. Rio de Janeiro: ABES, 2009. 396 p.

ROAD RESEARCH LABORATORY (1952). **Soil Mechanics for Road Engineers**. Her Majesty's Stationery Office. London.

SANTOS, A. R.; PASTORE, E. L.; AUGUSTO JR, F.; CUNHA, M. A. **Estradas Vicinais de Terra: Manual Técnico para Conservação e Recuperação**. 2ª ed. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, 1988, 125 p.

SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de técnicas de pavimentação**. Volume 1. 2º ed. São Paulo: PINI, 2007.

SILVA FILHO, Israel Rezende. **Estradas Rurais – Técnicas adequadas de manutenção**. Cascavel, PR: Instituto Iguaçu. Programa de educação profissional de qualidade. 2001. 90 p.

SISTEMAS DE INFORMAÇÕES HIDROLÓGICAS – HIDROWEB. **Séries históricas**. Disponível em: <<http://hidroweb.ana.gov.br/default.asp>> Acessado em 28/04/2017.

SITE DURATERRA.COM.BR. **Tecnologia de Estradas de Terra**. 10/01/2015. Disponível em: <<http://www.duraterra.com.br/tecnologia.html>> Acessado em 17/03/2017.

SITE GLOBO.COM. **Chuva prejudica estradas rurais e produtores têm prejuízos na região**. 16/01/2013. Disponível em: <<http://g1.globo.com/mg/sul-de-minas/noticia/2013/01/chuva-prejudica-estradas-rurais-e-produtores-tem-prejuizos-na-regiao.html>> Acessado em 14/03/2017.

SITE PREMOLDADOSDECONCRETO.COM. **Pré-moldados de concreto**. 10/03/2009. Disponível em: <<http://www.premoldadosdeconcreto.com/>> Acessado em 18/03/2017.

SHACKEL, B., 1992. Computer Based Procedures for the Design and Specification of Concrete Block Pavements”, Fourth International Concrete Block Paving Conference, Vol. 1, Auckland.

SHACKEL, B., SHI, X., 1991. **The Abrasion Testing of Concrete Pavers**. Fourth International Concrete Block Paving Conference, Vol. 1, Auckland.

SHACKEL, BRIAN, 1990. **Design and Construction of Interlocking Concrete Block Pavements**. First Edition and Reprinted 1991, Elsevier, New York, and London.

SOUZA, Murillo Lopes de. **Pavimentação Rodoviária, volume 1**, Rio de Janeiro, Artes Gráficas Schulze, 1976.

SUDECAP. **Drenagem urbana**. 1ª ed. Belo Horizonte [s.n], 1995. 140 p.

TAYLOR, Donald W. **Fundamentals of Soil Mechanics**, John Wiley & Sons, Inc., New York, New York, 1948. 700 p.

THIERRY, Celso de Rezende; BIANCONCINI, Sérgio. **Normas para Projetos de Drenagem Urbana**. Disponível em:

<http://revistadae.com.br/artigos/artigo_edicao_80_n_871.pdf> Acesso em 17/04/2017.

TOMAZ, Plínio. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. Guarulhos, 2002.

TOMAZ, Plínio. **Dissipadores de energia**. [S.l.: s.n], 2011. Disponível em:

<http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_dissipadores/capitulo58.pdf>

Acesso em: 20/08/2017 às 09 h e 15 min.

TOMAZ, Plínio. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos**. [S.l.: s.n.], 2013. Disponível em:

<http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_calculoshidrolicos/capitulo05Microdrenagem.pdf> Acesso em: 19/08/2017 às 17 h e 41 min.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli; PORTO, Rubem La Laina; BARROS, Mário T. **Drenagem urbana**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995, 427 p.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Águas urbanas**. Estudos Avançados, 2002, v. 7, n. 1, p. 5-27.

UNIVERSIDADE DE MARÍLIA, FACULDADE DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E TECNOLOGIA. **Pavimentações de Estradas II – Anotações de Aula**. Marília-SP, 2006.

Disponível em:

<http://www.projeta.com.br/imagens_arquivos/artigos/files/arquivos/200799/200799%20-%20PAVIMENTOS_DE_ESTRADA%20II%20-%20ANOTACOES_DE_AULAS.pdf>

Acessado em 21/08/2017.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE. **Sistema de drenagem pluvial**. Campina Grande - PB, 2009. Disponível em:

<<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Dren01.html>> Acessado em 17/03/2017.

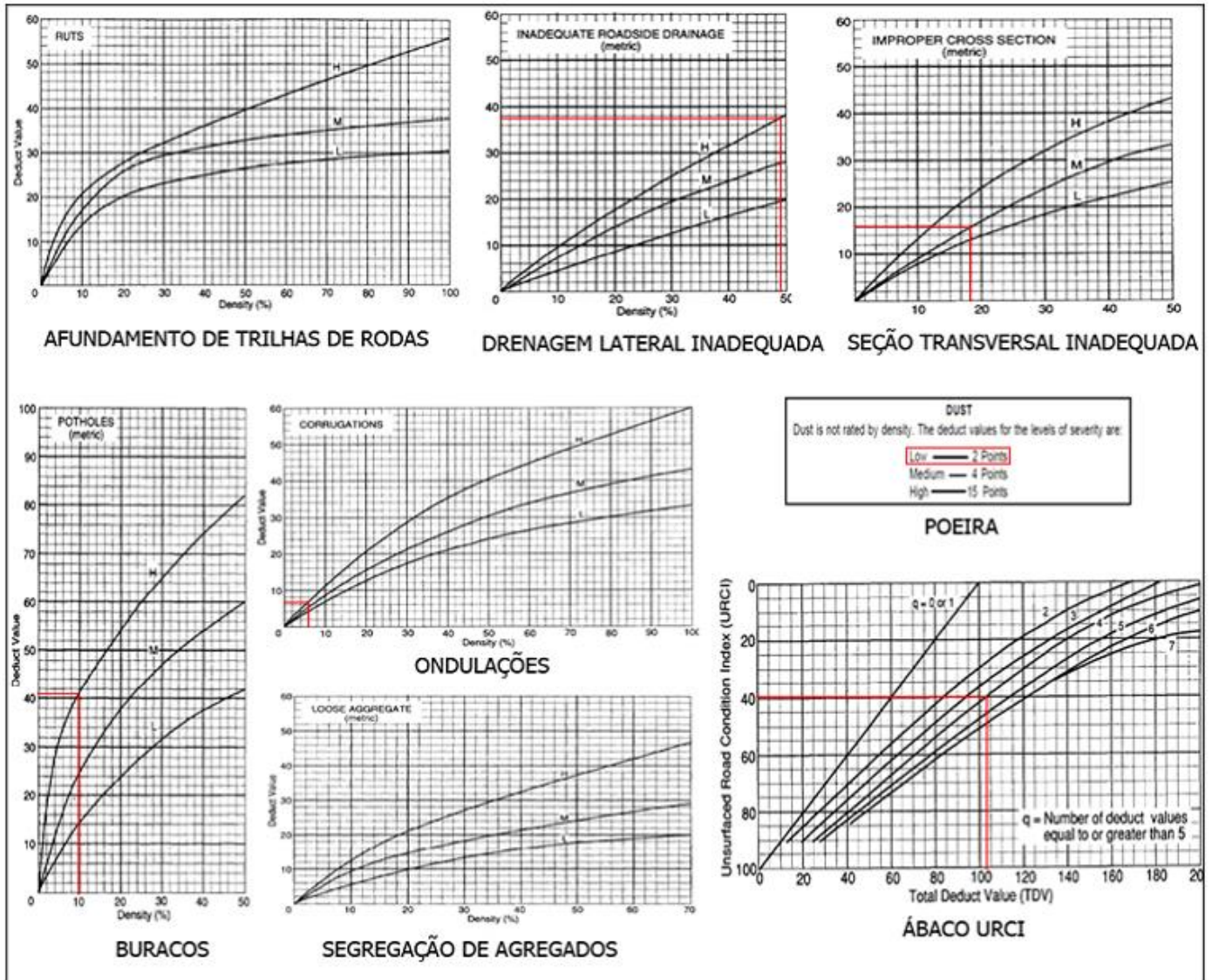
UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA. **Modelo físico – matemático para o controle da erosão hídrica nas condições edafoclimáticas brasileiras**. Viçosa-MG, 2008. Disponível em:

<http://www.gprh.ufv.br/docs/pluginRelatorio_CNPq_EditalMCTCNPqCTHIDROn132005.pdf> Acessado em 15/03/2017.

WISLER, C. O., BRATER, E.F.. **Hidrologia**. Rio de Janeiro: Livro Técnico, 1964.

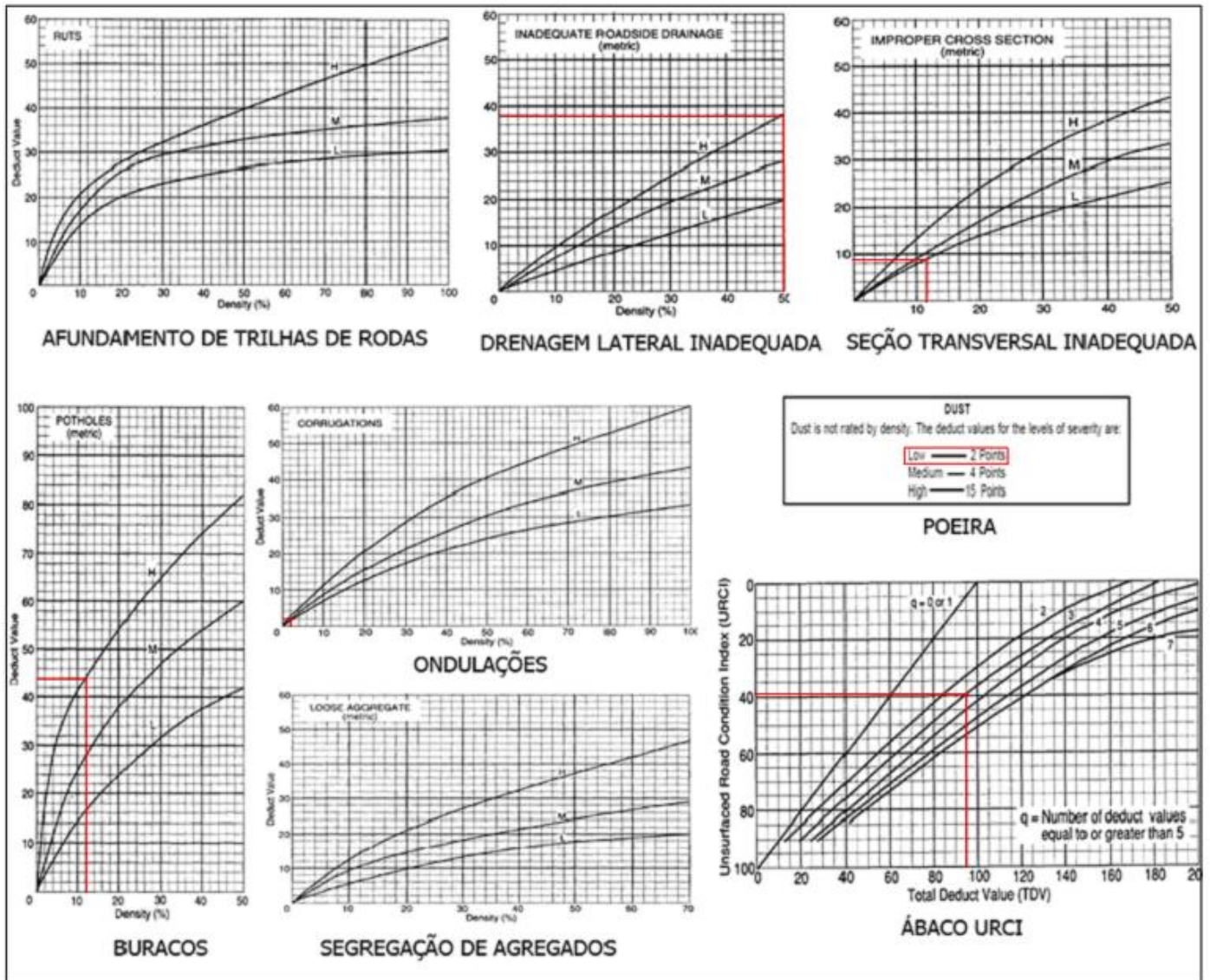
APÊNDICE A - Ábacos URCI para cada defeito

Determinação dos Valores de Deduções (VDU) pelos ábacos URCI – Trecho 01



Fonte: Autor (2017) - Adaptado de Department of the Army (1995)

Determinação dos Valores de Deduções (VDU) pelos ábacos URCI – Trecho 02



Fonte: Autor (2017) - Adaptado de Department of the Army (1995)

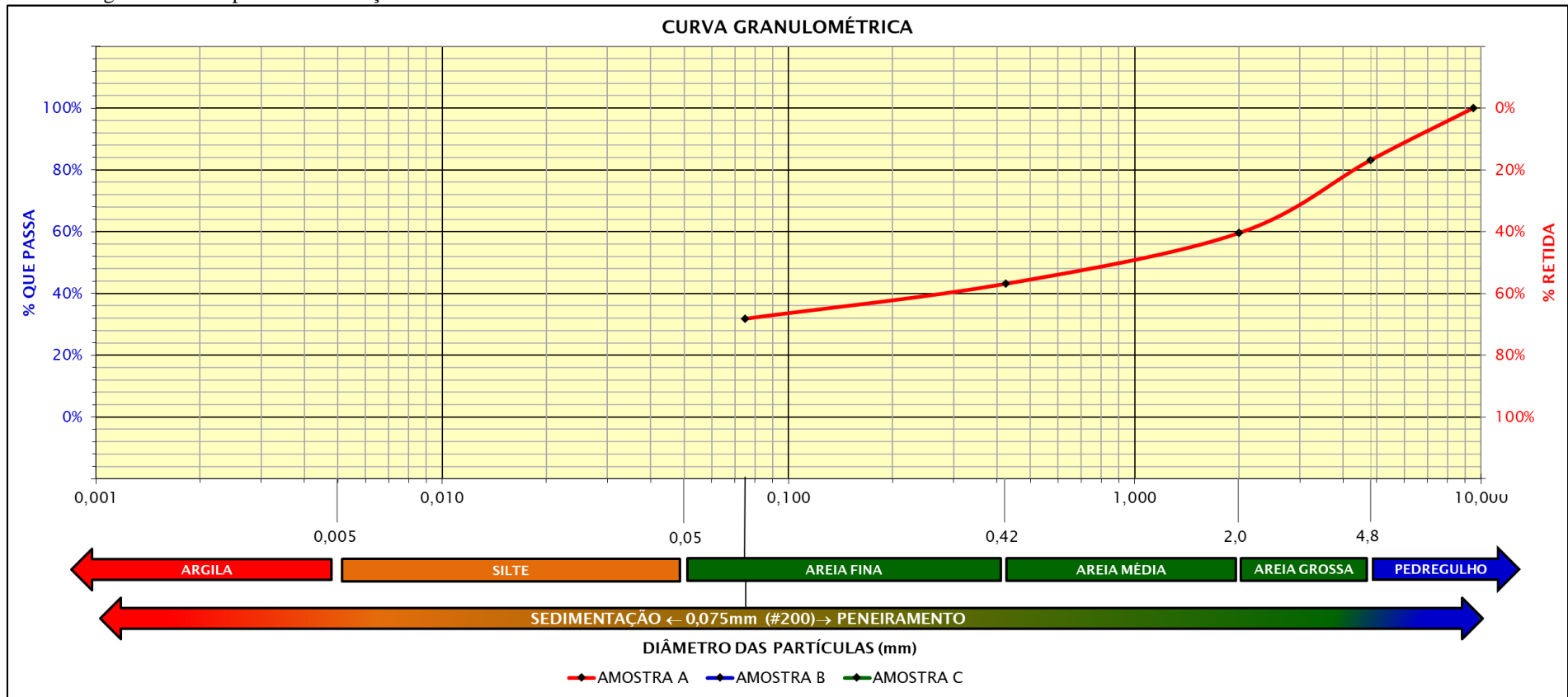
APÊNDICE B - Granulometria e limites de Atterberg

Ensaio de granulometria e Limites de Atterberg – Trecho 01

LIMITE DE LIQUIDEZ								
CAPSULA No.	Peso da capsula e solo úmido	Peso da capsula e solo seco	Peso da capsula	Peso da água	Peso do solo seco	Porcentagem de água	Numero de golpes	
01	28,98	23,70	8,00	5,28	15,70	33,6	50	
02	33,14	27,50	7,42	5,64	20,08	28,1	40	
03	34,74	28,85	4,01	5,89	24,84	23,7	30	
04	26,90	21,38	7,78	5,52	13,60	40,6	20	
05	29,38	22,95	8,07	6,43	14,88	43,2	10	
LIMITE DE PLASTICIDADE								
CAPSULA No.	Peso da capsula e solo úmido	Peso da capsula e solo seco	Peso da capsula	Peso da água	Peso do solo seco	Porcentagem de água	LIMITE DE Plasticidade	
06	30,95	26,13	7,47	4,82	18,66	25,8	25,8	
07	32,33	27,30	7,62	5,03	19,68	25,6		
08	33,64	28,34	8,01	5,30	20,33	26,1		
09	31,61	26,31	7,96	5,30	18,35	28,9		
10	35,83	31,23	7,89	4,60	23,34	19,7		
PREPARAÇÃO DO MATERIAL				PENEIRAMENTO				
UMIDADE				PENEIRA	PESO DA AMOSTRA		% PASSANDO	
Capsula nº	11				RETIDO	PASSADO	PARCIAL	TOTAL
Amostra + tara + água (g)	32,41			2"		1561,5	100,0	100,0
Amostra + tara (g)	28,52				1"	1561,5	100,0	
Tara (g)	6,38				3/4"	1561,5	100,0	
Umidade (%)	17,6				3/8"	1561,5	100,0	
PENEIRAMENTO GROSSO					3/8"	1561,5	100,0	
Amostra total úmida (g)	1725,00			4	263,01	1298,5	83,2	83,2
Solo seco ret. # 10 (g)	631,22			10	368,21	930,3	59,6	59,6
Solo úmido passado # 10 (g)	1093,78			40	256,34	1042,2	43,2	43,2
Solo seco pass. # 10 (g)	930,32			200	175,80	1122,7	31,9	31,9
Amostra total Seca (g)	1561,54							
PENEIRAMENTO FINO								
Peso da amostra úmida (g)	1725,00							
Peso da amostra seca (g)	1467,21							
RESULTADOS				<div style="text-align: center;"> LIMITE DE LIQUIDEZ </div>				
ÍNDICES FÍSICOS								
LL	35,4							
LP	25,8							
IP	9,6							
GRANULOMETRIA								
# 10	59,6							
# 40	43,2							
# 200	31,9							
IG	-0,5							
HRB	A-2-4							
				Tipo do material:		Solo		

Fonte: Autor (2017)

Gráfico de granulometria para caracterização HRB do Trecho 01



Fonte: Autor (2017)

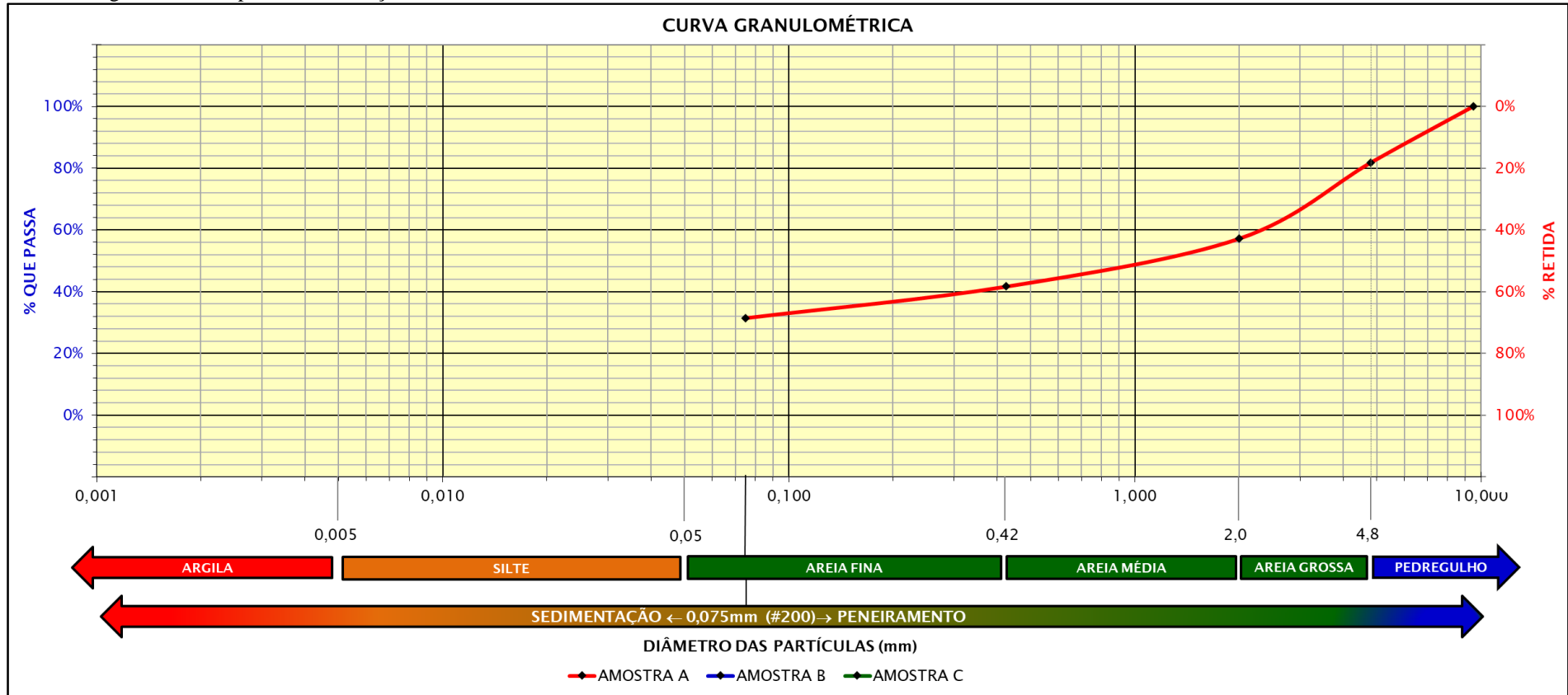
Ensaio de granulometria e Limites de Atterberg – Trecho 02

LIMITE DE LIQUIDEZ									
CAPSULA No.	Peso da capsula e solo úmido	Peso da capsula e solo seco	Peso da capsula	Peso da água	Peso do solo seco	Porcentagem de água	Numero de golpes		
12	27,93	23,70	8,00	4,23	15,70	26,9	50		
13	34,49	27,50	7,42	6,99	20,08	34,8	40		
14	33,98	28,85	4,01	5,13	24,84	20,7	30		
15	26,41	21,38	7,78	5,03	13,60	37,0	20		
16	28,47	22,95	8,07	5,52	14,88	37,1	10		
LIMITE DE PLASTICIDADE									
CAPSULA No.	Peso da capsula e solo úmido	Peso da capsula e solo seco	Peso da capsula	Peso da água	Peso do solo seco	Porcentagem de água	LIMITE DE Plasticidade		
17	31,22	26,13	7,47	5,09	18,66	27,3	24,1		
18	32,01	27,30	7,62	4,71	19,68	23,9			
19	33,10	28,34	8,01	4,76	20,33	23,4			
20	30,87	26,31	7,96	4,56	18,35	24,9			
21	35,92	31,23	7,89	4,69	23,34	20,1			
PREPARAÇÃO DO MATERIAL				PENEIRAMENTO					
UMIDADE				PENEIRA	PESO DA AMOSTRA		% PASSANDO		
Capsula nº		22			RETIDO	PASSADO	PARCIAL	TOTAL	
Amostra + tara + água	(g)	31,62		2"		1563,5	100,0	100,0	
Amostra + tara	(g)	27,86			1"		1563,5		100,0
Tara	(g)	7,02			3/4"		1563,5		100,0
Umidade	(%)	18,0			3/8"		1563,5		100,0
PENEIRAMENTO GROSSO				3/8"		1563,5	100,0	100,0	
Amostra total úmida	(g)	1724,90		4	284,66	1278,9	81,8	81,8	
Solo seco ret. # 10	(g)	669,02		10	384,36	894,5	57,2	57,2	
Solo úmido passado # 10	(g)	1055,88		40	242,93	1035,9	41,7	41,7	
Solo seco pass. # 10	(g)	894,49		200	158,31	1120,5	31,5	31,5	
Amostra total Seca	(g)	1563,51							
PENEIRAMENTO FINO									
Peso da amostra úmida	(g)	1724,90							
Peso da amostra seca	(g)	1461,26							
RESULTADOS ÍNDICES FÍSICOS									
LL		32,4							
LP		24,1							
IP		8,4							
GRANULOMETRIA									
# 10		57,2							
# 40		41,7							
# 200		31,5							
IG		-0,6							
HRB		A-2-4							
				Tipo do material: Solo					

LIMITE DE LIQUIDEZ	
UMIDADE (%)	Nº DE GOLPES
38	10
37	20
36	30
35	40
34	50
33	
32	
31	
30	
29	
28	
27	
26	
25	

Fonte: Autor (2017)

Gráfico de granulometria para caracterização HRB - do Trecho 02



Fonte: Autor (2017)

APÊNDICE C – Memorial de Cálculo – Dispositivos de drenagem

DADOS INICIAIS

CÁLCULO DE VAZÃO Q (m³/s)			
Q.A. (m³/s)/(m²) = 0,000021463	C= 0,3	Cota Máx (m)= 928	
i (mm/h) = 155,5	C= 0,825	Cota Mín (m)= 885,5	
Área Verde (m²) = 5180,82	C= 0,03	Lmáx (m)= 431,7	Ltalvegue (m) = 367,39
Vias asfaltadas (m²) = 10040,87	C= 0,5	Imédio (m/m)= 0,10	Im (%) = 10%
Vias em bloquetes (m²) = 2727,69	C= 0,3	Ts(min)= 6,14	
Área dos lotes (m²) = 66328,47	Cm= 0,497	Tc(min)= 16,14	
Área da prefeitura (m²) = 6134,15			
Área Verde (%)= 5,73%			

Fonte: Autor (2017)

VAZÕES NÃO-ACUMULADAS

VAZÕES NÃO-ACUMULADAS					
	Trecho	Margem	Q (m³/s)/m²	Área (m²)	Qt (m³/s)
RUA D	02--09	Esquerda	0,00002146	2743,39	0,0589
	02--09	Direita	0,00002146	3567,10	0,0766
RUA C	03--10	Esquerda	0,00002146	3593,03	0,0771
	03--10	Direita	0,00002146	4144,89	0,0890
RUA B	04--11	Esquerda	0,00002146	4425,61	0,0950
	04--11	Direita	0,00002146	1869,18	0,0401
RUA A	05--12	Esquerda	0,00002146	2214,71	0,0475
	05--12	Direita	0,00002146	4780,85	0,1026
RUA ALAIR JORGE CARVALHO	06--13	Direita	0,00002146	5104,49	0,1096
	06--13	Esquerda	0,00002146	4829,25	0,1036
RUA SEBASTIÃO OLIVEIRA DE GUIMARÃES	07--14	Esquerda	0,00002146	5278,45	0,1133
	07--14	Esquerda	0,00002146	7694,37	0,1651
RUA 1	17--19	Direita	0,00002146	147,49	0,0032
RUA 2	16--18	Esquerda	0,00002146	109,31	0,0023
RUA ALAIR JORGE CARVALHO (Tangencial)	01--07	Direita	0,00002146	2505,05	0,0538
	01--07	Esquerda	0,00002146	9147,58	0,1963
RUA JORGE BOUERI	08--15	Esquerda	0,00002146	3569,11	0,0766
	08--15	Direita	0,00002146	6518,91	0,1399

Fonte: Autor (2017)

VAZÕES ACUMULADAS

VAZÕES ACUMULADAS		
TRECHOS QUE RECEBEM OUTROS TRECHOS	ACUMULAÇÕES	Qt (m³/s)
08--15 Total - Margem Direita (saída da bacia)	Rua D + Rua C + Rua B + Rua A + Rua A.J.C + Rua S.O.G.	1,3004

Fonte: Autor (2017)

DECLIVIDADE DOS TRECHOS

TRECHOS	Cota maior (m)	Cota menor (m)	Extensão (m)	Declividade (m/m)
RUA D	922	918	143,06	0,03
RUA C	922	904	158,73	0,11
RUA B	922,3	894	174,65	0,16
RUA A	921	891	189,41	0,16
RUA ALAIR JORGE CARVALHO	920,1	886,3	204,58	0,17
RUA SEBASTIÃO OLIVEIRA DE GUIMARÃES	915	886,4	217,97	0,13
RUA 1	908,5	904,5	45,92	0,09
RUA 2	919	915	46,45	0,09
RUA ALAIR JORGE CARVALHO (Tangencial)	921	917	318,44	0,01
RUA JORGE BOUERI	916	886	271,29	0,11

Fonte: Autor (2017)

DIMENSIONAMENTO DE SARJETAS E GALERIAS

Dimensionamento de Sarjetas e Galerias	TRECHO	i transv. Sarj. (m/m)	H meio-fio (m)	Larg. Sarjeta (m)	Rugosidade Sarjeta Concreto (coef.)	Z	i long. (m/m)	qst (m³/s)	qsr (m³/s)	Qpluvial (m³/s)	qsr > Qpluvial ? SE OK, SEM GALERIA
RUA D	02--09	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,03	0,293	0,117	0,059	SEM GALERIA
	02--09	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,03	0,293	0,117	0,077	SEM GALERIA
RUA C	03--10	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,11	0,590	0,236	0,077	SEM GALERIA
	03--10	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,11	0,590	0,236	0,089	SEM GALERIA
RUA B	04--11	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,16	0,705	0,282	0,095	SEM GALERIA
	04--11	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,16	0,705	0,282	0,043	SEM GALERIA
RUA A	05--12	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,16	0,697	0,279	0,050	SEM GALERIA
	05--12	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,16	0,697	0,279	0,103	SEM GALERIA
RUA ALAIR JORGE CARVALHO	06--13	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,17	0,712	0,285	0,110	SEM GALERIA
	06--13	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,17	0,712	0,285	0,104	SEM GALERIA
RUA SEBASTIÃO OLIVEIRA DE GUIMARÃES	07--14	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,13	0,635	0,254	0,113	SEM GALERIA
	07--14	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,13	0,635	0,254	0,165	SEM GALERIA
RUA 1	17--19	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,09	0,517	0,207	0,003	SEM GALERIA
RUA 2	16--18	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,09	0,514	0,206	0,002	SEM GALERIA
RUA ALAIR JORGE CARVALHO (Tangencial)	01--07	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,09	0,514	0,206	0,054	SEM GALERIA
	01--07	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,09	0,514	0,206	0,196	SEM GALERIA
RUA JORGE BOUERI	08--15	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,11	0,583	0,233	0,077	SEM GALERIA
	08--15	0,05	0,15	0,55	0,015	20	0,11	0,583	0,233	1,306	CALCULAR GALERIA

BOCAS DE LOBO

Boca de lobo - 1		Rua D - (Margem esquerda)		Boca de lobo - 2		Rua D - (Margem direita)	
Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)		Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)	
0,059	1,2	0,071		0,077	1,2	0,092	
Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)	Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)
0,071	0,175	0,57	0,60	0,092	0,175	0,74	0,80

Boca de lobo - 3		Rua C - (Margem esquerda)		Boca de lobo - 4		Rua C - (Margem direita)	
Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)		Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)	
0,077	1,2	0,093		0,089	1,2	0,107	
Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)	Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)
0,093	0,175	0,74	0,80	0,107	0,175	0,86	0,90

Boca de lobo - 5		Rua B - (Margem esquerda)		Boca de lobo - 6		Rua B - (Margem direita)	
Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)		Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)	
0,095	1,2	0,114		0,043	1,2	0,051	
Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)	Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)
0,114	0,175	0,92	1,00	0,051	0,175	0,41	0,50

Boca de lobo - 7		Rua A - (Margem esquerda)		Boca de lobo - 8		Rua A - (Margem direita)	
Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)		Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)	
0,050	1,2	0,060		0,103	1,2	0,123	
Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)	Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)
0,060	0,175	0,48	0,50	0,123	0,175	0,99	1,00

Boca de lobo - 9		RUA ALAIR JORGE CARVALHO - (Margem esquerda)		Boca de lobo - 10		RUA ALAIR JORGE CARVALHO - (Margem esquerda)	
Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)		Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)	
0,110	1,2	0,131		0,104	1,2	0,124	
Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)	Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)
0,131	0,175	1,06	1,10	0,124	0,175	1,00	1,00

Boca de lobo - 11		RUA SEBASTIÃO OLIVEIRA DE GUIMARÃES- (Margem esquerda)		Boca de lobo - 12		RUA SEBASTIÃO OLIVEIRA DE GUIMARÃES- (Margem direita)	
Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)		Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)	
0,113	1,2	0,136		0,165	1,2	0,198	
Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)	Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)
0,136	0,175	1,09	1,10	0,198	0,175	1,59	1,60

Boca de lobo - 13		RUA JORGE BOUERI - (Margem esquerda)		Boca de lobo - 14		RUA JORGE BOUERI - (Margem direita)	
Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)		Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)	
0,077	1,2	0,092		0,140	1,2	0,168	
Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)	Qp (m³/s)	y (m)	L (m)	L adot. (m)
0,092	0,175	0,74	0,75	0,168	0,175	1,35	1,35

GALERIAS

Galeria - G1 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s RUA JORGE BOUERI : TRECHO 09-10						Galeria - G2 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s RUA JORGE BOUERI : TRECHO 10 - 11					
Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)				Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)			
0,135	0,838	0,162				0,302	0,838	0,360			
Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)	Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)
0,162	0,0707	0,1778	0,20	0,015	0,30	0,360	0,1256	0,2154	0,15	0,015	0,40
Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	A galeria terá seção plena com Diâmetro de 300mm.			Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	A galeria terá seção plena com Diâmetro de 400mm.		
0,0750	0,063	4,73				0,1000	0,084	4,97			
Galeria - G3 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s RUA JORGE BOUERI : TRECHO 11 - 12						Galeria - G4 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s RUA JORGE BOUERI : TRECHO 12 - 13					
Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)				Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)			
0,439	0,838	0,524				0,592	0,838	0,707			
Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)	Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)
0,524	0,1963	0,2500	0,05	0,015	0,50	0,707	0,1963	0,2500	0,07	0,015	0,50
Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	A galeria terá seção plena com Diâmetro de 500mm.			Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	A galeria terá seção plena com Diâmetro de 500mm.		
0,1250	0,105	3,41				0,1250	0,105	4,04			
Galeria - G5 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s RUA JORGE BOUERI : TRECHO 13 - 14						Galeria - G6 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s RUA JORGE BOUERI : TRECHO 14 - 15					
Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)				Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)			
0,805	0,838	0,961				1,300	0,838	1,552			
Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)	Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)
0,961	0,3847	0,3129	0,02	0,015	0,70	1,552	0,5024	0,3420	0,02	0,015	0,80
Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	A galeria terá seção plena com Diâmetro de 700mm.			Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	A galeria terá seção plena com Diâmetro de 800mm.		
0,1750	0,148	2,60				0,2000	0,169	2,84			

TUBOS DE LIGAÇÕES

Tubo de ligação - 1 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s						Tubo de ligação - 2 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s					
Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)				Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)			
0,059	0,838	0,070				0,077	0,838	0,091			
Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)	Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)
0,070	0,0707	0,1778	0,1	0,015	0,30	0,091	0,0707	0,1778	0,1	0,015	0,30
Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.			Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.		
0,0750	0,063	3,35				0,0750	0,063	3,35			

Tubo de ligação - 3 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s						Tubo de ligação - 4 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s					
Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)				Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)			
0,077	0,838	0,092				0,089	0,838	0,106			
Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)	Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)
0,092	0,0707	0,1778	0,1	0,015	0,30	0,106	0,0707	0,1778	0,09	0,015	0,30
Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.			Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.		
0,0750	0,063	3,35				0,0750	0,063	3,18			

Tubo de ligação - 5 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s						Tubo de ligação - 6 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s					
Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)				Qcalc. (m³/s)	Coeficiente	Qprojeto (m³/s)			
0,095	0,838	0,113				0,043	0,838	0,051			
Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)	Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)
0,113	0,0707	0,1778	0,1	0,015	0,30	0,051	0,0707	0,1778	0,1	0,015	0,30
Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.			Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.		
0,0750	0,063	3,35				0,0750	0,063	3,35			

Tubo de ligação - 7 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s						Tubo de ligação - 8 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s					
Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)				Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)			
0,050	0,838	0,060				0,103	0,838	0,122			
Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)	Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)
0,060	0,0707	0,1778	0,1	0,015	0,30	0,122	0,0707	0,1778	0,08	0,015	0,30
Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.			Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.		
0,0750	0,063	3,35				0,0750	0,063	2,99			

Tubo de ligação - 9 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s						Tubo de ligação - 10 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s					
Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)				Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)			
0,110	0,838	0,131				0,104	0,838	0,124			
Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)	Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)
0,131	0,0707	0,1778	0,06	0,015	0,30	0,124	0,0707	0,1778	0,10	0,015	0,30
Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.			Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.		
0,0750	0,063	2,59				0,0750	0,063	3,35			

Tubo de ligação - 11 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s						Tubo de ligação - 12 y/D=0,7 Vmín: 0,75m/s Vmáx: 5m/s					
Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)				Qcalc. (m³/s)	Coefficiente	Qprojeto (m³/s)			
0,113	0,838	0,135				0,165	0,838	0,197			
Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)	Qp (m³/s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)
0,135	0,0707	0,1778	0,08	0,015	0,30	0,197	0,0707	0,1778	0,1	0,015	0,30
Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.			Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.		
0,0750	0,063	2,99				0,0750	0,063	3,35			

Tubo de ligação - 13 $y/D=0,7$ $V_{\min}: 0,75\text{m/s}$ $V_{\max}: 5\text{m/s}$						Tubo de ligação - 14 $y/D=0,7$ $V_{\min}: 0,75\text{m/s}$ $V_{\max}: 5\text{m/s}$					
Qcalc. (m ³ /s)	Coeficiente	Qprojeto (m ³ /s)				Qcalc. (m ³ /s)	Coeficiente	Qprojeto (m ³ /s)			
0,077	0,838	0,091				0,140	0,838	0,167			
Qp (m ³ /s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)	Qp (m ³ /s)	Am (m)	Rh (m)	i (m/m)	n (fator)	D (m)
0,091	0,0707	0,1778	0,1	0,015	0,30	0,167	0,0707	0,1778	0,1	0,015	0,30
Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.			Rhpleno (m)	Rh0,7 (m)	Velocidade (m/s)	O tubo terá seção plena com Diâmetro de 300mm.		
0,0750	0,063	3,35				0,0750	0,063	3,35			

SARJETÕES

Sarjetão - 1	Cota baixa do trecho					Sarjetão - 2	Cota baixa do trecho				
Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)	Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)
0,3	0,02	0,015	0,015	0,34	0,35	0,3	0,03	0,015	0,015	0,37	0,40
Sarjetão - 3	Cota baixa do trecho					Sarjetão - 4	Cota baixa do trecho				
Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)	Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)
0,3	0,03	0,015	0,015	0,40	0,40	0,3	0,05	0,015	0,015	0,44	0,45
Sarjetão - 5	Cota baixa do trecho					Sarjetão - 6	Cota baixa do trecho				
Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)	Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)
0,3	0,07	0,015	0,015	0,51	0,55	0,3	0,14	0,015	0,015	0,67	0,70
Sarjetão - 7	Cota baixa do trecho					Sarjetão - 8	Cota baixa do trecho				
Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)	Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)
0,3	0,03	0,015	0,015	0,39	0,40	0,3	0,04	0,015	0,015	0,41	0,45
Sarjetão - 9	Cota baixa do trecho					Sarjetão - 10	Cota baixa do trecho				
Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)	Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)
0,3	0,05	0,015	0,015	0,45	0,50	0,3	0,07	0,015	0,015	0,50	0,60
Sarjetão - 11	Cota baixa do trecho					Sarjetão - 12	Cota baixa do trecho				
Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)	Sx (m/m)	Qp (L/s)	SL (m/m)	n = 0,015	T(m)	T adot. (m)
0,3	0,10	0,015	0,015	0,58	0,80	0,3	0,20	0,015	0,015	0,76	0,80

CÁLCULOS

CÁLCULO DE VAZÃO Q (m³/s)			
Q.A. (m³/s)/(m²) = 0,000021463	C= 0,3	Cota Máx (m)= 928	
i (mm/h) = 155,5	C= 0,825	Cota Mín (m)= 885,5	
Área Verde (m²) = 5180,82	C= 0,03	Lmáx (m)= 431,7	Ltalvegue (m) = 367,39
Vias asfaltadas (m²) = 10040,87	C= 0,5	Imédio (m/m)= 0,10	Im (%) = 10%
Vias em bloquetes (m²) = 2727,69	C= 0,3	Ts(min)= 6,14	
Área dos lotes (m²) = 66328,47	Cm= 0,497	Tc(min)= 16,14	
Área da prefeitura (m²) = 6134,15			
Área Verde (%)= 5,73%			

Vazão em metros cúbicos por segundo vezes área em metros quadrados

$$Q.A. (m^3/s)/(m^2) = (0,497 \times 155,5)/(1000 \times 3600) = 0,000021463 \text{ m}^3/s \times m^2$$

Vazão em metros cúbicos por segundo calculado através das áreas de contribuição

$$Q_t (m^3/s) = Q(m^3/s)/m^2 \times \text{Área} (m^2)$$

VAZÕES NÃO-ACUMULADAS					
	Trecho	Margem	Q (m³/s)/m²	Área (m²)	Qt (m³/s)
RUA D	02--09	Esquerda	0,00002146	2743,39	0,0589
	02--09	Direita	0,00002146	3567,10	0,0766
RUA C	03--10	Esquerda	0,00002146	3593,03	0,0771
	03--10	Direita	0,00002146	4144,89	0,0890
RUA B	04--11	Esquerda	0,00002146	4425,61	0,0950
	04--11	Direita	0,00002146	1869,18	0,0429
RUA A	05--12	Esquerda	0,00002146	2214,71	0,0503
	05--12	Direita	0,00002146	4780,85	0,1026
RUA ALAIR JORGE CARVALHO	06--13	Direita	0,00002146	5104,49	0,1096
	06--13	Esquerda	0,00002146	4829,25	0,1036
RUA SEBASTIÃO OLIVEIRA DE GUIMARÃES	07--14	Esquerda	0,00002146	5278,45	0,1133
	07--14	Esquerda	0,00002146	7694,37	0,1651
RUA 1	17--19	Direita	0,00002146	147,49	0,0032
RUA 2	16--18	Esquerda	0,00002146	109,31	0,0023
RUA ALAIR JORGE CARVALHO (Tangencial)	01--07	Direita	0,00002146	2505,05	0,0538
	01--07	Esquerda	0,00002146	9147,58	0,1963
RUA JORGE BOUERI	08--15	Esquerda	0,00002146	3569,11	0,0766
	08--15	Direita	0,00002146	6518,91	0,1399

VAZÕES ACUMULADAS		
TRECHOS QUE RECEBEM OUTROS TRECHOS	ACUMULAÇÕES	Qt (m³/s)
08--15 Total - Margem Direita (saída da bacia)	Rua D + Rua C + Rua B + Rua A + Rua A.J.C + Rua S.O.G.	1,3059

Declividade

$$I(\text{m/m}) = [(cota maior - cota menor) (\text{m}) / \text{extensão} (\text{m})]$$

TRECHOS	Cota maior (m)	Cota menor (m)	Extensão (m)	Declividade (I) (m/m)
RUA D	922	918	143,06	0,03
RUA C	922	904	158,73	0,11
RUA B	922,3	894	174,65	0,16
RUA A	921	891	189,41	0,16
RUA ALAIR JORGE CARVALHO	920,1	886,3	204,58	0,17
RUA SEBASTIÃO OLIVEIRA DE GUIMARÃES	915	886,4	217,97	0,13
RUA 1	908,5	904,5	45,92	0,09
RUA 2	919	915	46,45	0,09
RUA ALAIR JORGE CARVALHO (Tangencial)	921	917	318,44	0,01
RUA JORGE BOUERI	916	886	271,29	0,11

Verificação da capacidade das sarjetas

$$Q = 0,375 \times \left(\frac{Z}{n}\right) \times i^{0,5} \times y^{8/3}$$

Dados:

i transv. sarjeta = 5%

Altura (H) meio-fio = 0,15m (aproveita-se apenas 80%) = 0,12m

Largura (L) sarjeta = 0,55m

Rugosidade do concreto = 0,015

$Z = 1/0,05 = 20,00$

i longitudinal (m/m) = variável

CÁLCULO POR TRECHO

Vazão pluvial $\rightarrow Q = A \times q/\text{m}^2$

Vazão teórica $\rightarrow Q = 0,375 \times \left(\frac{Z}{n}\right) \times i^{0,5} \times y^{8/3} \rightarrow$ OBS: $y = 80\%$ da altura da guia

Rua D

Trecho 2-9

Margem esquerda $\rightarrow q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,028^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,293 \text{m}^3/\text{s}$

$q_{sr} = 0,293 \times 0,40 = 0,117 \text{m}^3/\text{s}$

$$Q_{\text{pluvial}} = 2743,39 \times 0,00002146 = 0,0589\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

$$\text{Margem direita} \rightarrow q_{\text{st}} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,028^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,293\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} = 0,293 \times 0,40 = 0,117\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 3567,10 \times 0,00002146 = 0,0766\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

Rua C

Trecho 3-10

$$\text{Margem esquerda} \rightarrow q_{\text{st}} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,113^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,590\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} = 0,590 \times 0,40 = 0,236\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 3593,03 \times 0,00002146 = 0,0771\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

$$\text{Margem direita} \rightarrow q_{\text{st}} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,113^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,590\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} = 0,590 \times 0,40 = 0,236\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 4144,89 \times 0,00002146 = 0,0890\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

Rua B

Trecho 4-11

$$\text{Margem esquerda} \rightarrow q_{\text{st}} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,162^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,705\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} = 0,705 \times 0,40 = 0,282\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 4425,61 \times 0,00002146 = 0,095\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

$$\text{Margem direita} \rightarrow q_{\text{st}} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,162^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,705\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} = 0,705 \times 0,40 = 0,282\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 1869,18 \times 0,00002146 = 0,0429\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{sr}} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

Rua A

Trecho 5-12

$$\text{Margem esquerda} \rightarrow q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,158^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,697 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} = 0,697 \times 0,40 = 0,279 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 2214,71 \times 0,00002146 = 0,0503 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

$$\text{Margem direita} \rightarrow q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,158^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,697 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} = 0,697 \times 0,40 = 0,279 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 4780,85 \times 0,00002146 = 0,1026 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

Rua Alair Jorge Carvalho

Trecho 6-13

$$\text{Margem esquerda} \rightarrow q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,165^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,712 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} = 0,712 \times 0,40 = 0,285 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 5104,49 \times 0,00002146 = 0,1096 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

$$\text{Margem direita} \rightarrow q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,165^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,712 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} = 0,712 \times 0,40 = 0,285 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 4829,25 \times 0,00002146 = 0,1036 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

Rua Sebastião Oliveira de Guimarães

Trecho 7-14

$$\text{Margem esquerda} \rightarrow q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,131^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,635 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} = 0,635 \times 0,40 = 0,254 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 5278,45 \times 0,00002146 = 0,1133 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} > Q_{\text{pluvial}} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$$

$$\text{Margem direita} \rightarrow q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,131^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,635 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} = 0,635 \times 0,40 = 0,254 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 7694,37 \times 0,00002146 = 0,1651 \text{m}^3/\text{s}$$

$q_{sr} > Q_{pluvial} ? : OK \rightarrow SEM GALERIA$

Rua 1

Trecho 17-19

$$q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,087^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,517 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} = 0,517 \times 0,40 = 0,207 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pluvial} = 147,49 \times 0,00002146 = 0,0032 \text{m}^3/\text{s}$$

$q_{sr} > Q_{pluvial} ? : OK \rightarrow SEM GALERIA$

Rua 2

Trecho 16-18

$$q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,086^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,514 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} = 0,514 \times 0,40 = 0,206 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pluvial} = 109,31 \times 0,00002146 = 0,0023 \text{m}^3/\text{s}$$

$q_{sr} > Q_{pluvial} ? : OK \rightarrow SEM GALERIA$

Rua Alair Jorge Carvalho (Tangencial)

Trecho 1-7

Margem esquerda $\rightarrow q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,086^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,514 \text{m}^3/\text{s}$

$$q_{sr} = 0,514 \times 0,40 = 0,206 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pluvial} = 2505,05 \times 0,00002146 = 0,0538 \text{m}^3/\text{s}$$

$q_{sr} > Q_{pluvial} ? : OK \rightarrow SEM GALERIA$

Margem direita $\rightarrow q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,086^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,514 \text{m}^3/\text{s}$

$$q_{sr} = 0,514 \times 0,40 = 0,206 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pluvial} = 9147,58 \times 0,00002146 = 0,1963 \text{m}^3/\text{s}$$

$q_{sr} > Q_{pluvial} ? : OK \rightarrow SEM GALERIA$

Rua Jorge Boueri

Trecho 8-15

Margem esquerda → $q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,111^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,583 \text{m}^3/\text{s}$

$$q_{sr} = 0,583 \times 0,40 = 0,233 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pluvial} = 3569,11 \times 0,00002146 = 0,0766 \text{m}^3/\text{s}$$

$q_{sr} > Q_{pluvial} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$

Margem direita → $q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,111^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,583 \text{m}^3/\text{s}$

$$q_{sr} = 0,583 \times 0,40 = 0,233 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pluvial} = 6518,91 \times 0,00002146 = 0,1399 \text{m}^3/\text{s}$$

$q_{sr} > Q_{pluvial} ? : \text{OK} \rightarrow \text{SEM GALERIA}$

Total - Margem Direita (saída da bacia)

$$q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{20,00}{0,015}\right) \times 0,111^{0,5} \times (0,15 \times 0,80)^{8/3} = 0,583 \text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{sr} = 0,583 \times 0,40 = 0,233 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pluvial} = (0,0589+0,0766+0,0771+0,0890+0,0950+0,0429+0,0503+0,1026+0,1096+0,1036+$$

$$0,1133+0,1651+0,0032+0,0023+0,1399) = 1,2293 \text{m}^3/\text{s}$$

$q_{sr} > Q_{pluvial} ? : \text{NÃO OK} \rightarrow \text{CALCULAR GALERIA}$

CÁLCULO DAS BOCAS DE LOBO E TUBOS DE LIGAÇÕES

$$\text{Vazão pluvial} \rightarrow Q = 1,7 \times L \times y^{3/2}$$

OBS: $y = 17,5\text{cm}$ (Boca de lobo com depressão)

Coefficiente de majoração para $y/D=0,7 \rightarrow C=0,838$

$$\text{Cálculo do diâmetro} \rightarrow Q = \frac{1}{n} \times Rh^{2/3} \times \sqrt{i} \times Am \rightarrow D = \left(\frac{Q_{\text{projeto}}}{(20,779 \times i^{0,5})} \right)^{3/8}$$

$$\text{Velocidade de escoamento} \rightarrow V = \frac{1}{n} \times Rh^{2/3} \times \sqrt{i}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{D}{4} \rightarrow Rh_{y/D=0,7} = \frac{Rh_{\text{pleno}}}{1,185}$$

Rua D

Trecho 2-9

Margem direita $\rightarrow Q_{\text{projeto}} = 0,059\text{m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,071\text{m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 0,57\text{m}$$

$$\text{BL1} \rightarrow L_{\text{adot}} = 0,60\text{m}$$

$$D = \left(\frac{0,059/0,838}{(20,779 \times (0,10)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,18\text{m} \rightarrow \text{T1} \rightarrow D_{\text{adot}} = 0,30\text{m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{y/D=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,10} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75\text{m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Margem direita $\rightarrow Q_{\text{projeto}} = 0,077\text{m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,092\text{m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 0,74\text{m}$$

$$\text{BL2} \rightarrow L_{\text{adot}} = 0,80\text{m}$$

$$D = \left(\frac{0,077/0,838}{(20,779 \times (0,10)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,21\text{m} \rightarrow \text{T2} \rightarrow D_{\text{adot}} = 0,30\text{m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{y/D=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,10} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75\text{m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Rua C**Trecho 3-10**

$$\text{Margem esquerda} \rightarrow Q_{\text{projeto}} = 0,077 \text{m}^3/\text{s} \times (1,20)$$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,093 \text{m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 0,74 \text{m}$$

$$\text{BL3} \rightarrow L_{\text{adot}} = 0,80 \text{m}$$

$$D = \left(\frac{0,077/0,838}{(20,779 \times (0,10)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,21 \text{m} \rightarrow \text{T3} \rightarrow D_{\text{adot}} = 0,30 \text{m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,10} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{Margem direita} \rightarrow Q_{\text{projeto}} = 0,089 \text{m}^3/\text{s} \times (1,20)$$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,107 \text{m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 0,86 \text{m}$$

$$\text{BL4} \rightarrow L_{\text{adot}} = 0,90 \text{m}$$

$$D = \left(\frac{0,089/0,838}{(20,779 \times (0,09)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,22 \text{m} \rightarrow \text{T4} \rightarrow D_{\text{adot}} = 0,30 \text{m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,09} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Rua B**Trecho 4-11**

$$\text{Margem esquerda} \rightarrow Q_{\text{projeto}} = 0,095 \text{m}^3/\text{s} \times (1,20)$$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,114 \text{m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 0,92 \text{m}$$

$$\text{BL5} \rightarrow L_{\text{adot}} = 1,00 \text{m}$$

$$D = \left(\frac{0,095/0,838}{(20,779 \times (0,10)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,22 \text{m} \rightarrow \text{T5} \rightarrow D_{\text{adot}} = 0,30 \text{m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,10} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Margem direita → $Q_{\text{projeto}} = 0,043 \text{ m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,051 \text{ m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 0,41 \text{ m}$$

$$\text{BL6} \rightarrow L_{\text{dot}} = 0,50 \text{ m}$$

$$D = \left(\frac{0,043/0,838}{(20,779 \times (0,10)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,16 \text{ m} \rightarrow \text{T6} \rightarrow D_{\text{dot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,10} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Rua A

Trecho 5-12

Margem esquerda → $Q_{\text{projeto}} = 0,050 \text{ m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,060 \text{ m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 0,48 \text{ m}$$

$$\text{BL7} \rightarrow L_{\text{dot}} = 0,50 \text{ m}$$

$$D = \left(\frac{0,050/0,838}{(20,779 \times (0,10)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,17 \text{ m} \rightarrow \text{T7} \rightarrow D_{\text{dot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,10} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Margem direita → $Q_{\text{projeto}} = 0,103 \text{ m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,123 \text{ m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 0,99 \text{ m}$$

$$\text{BL8} \rightarrow L_{\text{dot}} = 1,00 \text{ m}$$

$$D = \left(\frac{0,103/0,838}{(20,779 \times (0,08)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,23 \text{ m} \rightarrow \text{T8} \rightarrow D_{\text{dot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,08} = 2,99 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 2,99 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Rua Alair Jorge Carvalho**Trecho 6-13**

Margem esquerda → $Q_{projeto} = 0,110 \text{ m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{projeto} = 0,131 \text{ m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 1,06 \text{ m}$$

$$BL9 \rightarrow L_{adot} = 1,10 \text{ m}$$

$$D = \left(\frac{0,110/0,838}{(20,779 \times (0,06)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,25 \text{ m} \rightarrow T9 \rightarrow D_{adot} = 0,30 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,06} = 2,59 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 2,59 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Margem direita → $Q_{projeto} = 0,104 \text{ m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{projeto} = 0,124 \text{ m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 1,00 \text{ m}$$

$$BL10 \rightarrow L_{adot} = 1,00 \text{ m}$$

$$D = \left(\frac{0,104/0,838}{(20,779 \times (0,10)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,23 \text{ m} \rightarrow T10 \rightarrow D_{adot} = 0,30 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,10} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Rua Sebastião Oliveira de Guimarães**Trecho 7-14**

Margem esquerda → $Q_{projeto} = 0,113 \text{ m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{projeto} = 0,136 \text{ m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 1,09 \text{ m}$$

$$BL11 \rightarrow L_{adot} = 1,10 \text{ m}$$

$$D = \left(\frac{0,113/0,838}{(20,779 \times (0,08)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,24 \text{ m} \rightarrow T11 \rightarrow D_{adot} = 0,30 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,08} = 2,99 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 2,99 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Margem direita → $Q_{\text{projeto}} = 0,165 \text{ m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,198 \text{ m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 1,59 \text{ m}$$

$$\text{BL11} \rightarrow L_{\text{adot}} = 1,60 \text{ m}$$

$$D = \left(\frac{0,165/0,838}{(20,779 \times (0,10)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,27 \text{ m} \rightarrow \text{T12} \rightarrow D_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,10} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Rua Jorge Boueri

Trecho 8-15

Margem esquerda → $Q_{\text{projeto}} = 0,077 \text{ m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,092 \text{ m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 0,74 \text{ m}$$

$$\text{BL11} \rightarrow L_{\text{adot}} = 0,75 \text{ m}$$

$$D = \left(\frac{0,077/0,838}{(20,779 \times (0,10)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,20 \text{ m} \rightarrow \text{T13} \rightarrow D_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,10} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Margem direita → $Q_{\text{projeto}} = 0,140 \text{ m}^3/\text{s} \times (1,20)$

$$Q_{\text{projeto}} = 0,168 \text{ m}^3/\text{s} = 1,7 \times L \times (0,175)^{3/2} \rightarrow L = 1,35 \text{ m}$$

$$\text{BL11} \rightarrow L_{\text{adot}} = 1,35 \text{ m}$$

$$D = \left(\frac{0,140/0,838}{(20,779 \times (0,10)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,25 \text{ m} \rightarrow \text{T14} \rightarrow D_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,10} = 3,35 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 3,35 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

CÁLCULO DOS SARJETÕES

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_X^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

onde:

S_X (declividade transversal da sarjeta) (m/m) = 0,05

S_L (declividade longitudinal da sarjeta) (m/m) = 0,015

n (coeficiente de Manning) = 0,015

Q (vazão em L/s) (litros/segundo) = variável

T (Largura do sarjetão) (m) = variável

Sarjetão 1

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_X^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [((\frac{0,1399}{6}) \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,34 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,35 \text{ m}$$

Sarjetão 2

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_X^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [((\frac{0,196}{5}) \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,37 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,40 \text{ m}$$

Sarjetão 3

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_X^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [(0,196 / 4 \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,40 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,40 \text{ m}$$

Sarjetão 4

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_X^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [(0,196 / 3 \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,44 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,45\text{m}$$

Sarjetão 5

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_X^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [(0,196 / 2 \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,51 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,55\text{m}$$

Sarjetão 6

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_X^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [(0,196 \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,67 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,70\text{m}$$

Sarjetão 7

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_X^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [(0,196 / 6 \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,39 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,40$$

Sarjetão 8

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_X^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [(0,196 / 5 \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,41 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,45\text{m}$$

Sarjetão 9

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_X^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [(0,196 / 4 \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,45 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,45\text{m}$$

Sarjetão 10

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_x^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [(0,196 / 3 \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,45 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,50 \text{ m}$$

Sarjetão 11

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_x^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [(0,196 / 2 \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,58 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,60 \text{ m}$$

Sarjetão 12

$$T = [(Q \cdot n) / (0,376 \cdot S_x^{1,67} \cdot S_L^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = [(0,196 \cdot 0,015) / (0,376 \cdot 0,30^{1,67} \cdot 0,015^{0,5})]^{0,375}$$

$$T = 0,76 \text{ m}$$

$$T \text{ adotado} = 0,80 \text{ m}$$

CÁLCULO DAS GALERIAS

Coeficiente de majoração para $y/D=0,7 \rightarrow C=0,838$

$$\text{Cálculo do diâmetro} \rightarrow Q = \frac{1}{n} \times Rh^{2/3} \times \sqrt{i} \times Am \rightarrow D = \left(\frac{Q_{\text{projeto}}}{(20,779 \times i^{0,5})} \right)^{3/8}$$

$$\text{Velocidade de escoamento} \rightarrow V = \frac{1}{n} \times Rh^{2/3} \times \sqrt{i}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{D}{4} \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{Rh_{\text{pleno}}}{1,185}$$

Rua Jorge Boueri

Trecho 9-10 \rightarrow Galeria G1

$$D = \left(\frac{(0,059+0,077)/0,838}{(20,779 \times (0,20^{0,5}))} \right)^{3/8} = 0,23\text{m} \rightarrow G1 \rightarrow D_{\text{dot}} = 0,30\text{m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,3}{4} = 0,075 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,075}{1,185} = 0,063$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,063)^{2/3} \times \sqrt{0,20} = 4,73 \text{ m/s} \rightarrow 0,75\text{m/s} < 4,73 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Trecho 10-11 \rightarrow Galeria G2

$$D = \left(\frac{(0,059+0,077+0,077+0,089)/0,838}{(20,779 \times (0,15^{0,5}))} \right)^{3/8} = 0,32\text{m}$$

$$\rightarrow G2 \rightarrow D_{\text{dot}} = 0,40\text{m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,4}{4} = 0,10 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,10}{1,185} = 0,084$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,084)^{2/3} \times \sqrt{0,15} = 4,97 \text{ m/s} \rightarrow 0,75\text{m/s} < 4,97 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Trecho 11-12 \rightarrow Galeria G3

$$D = \left(\frac{(0,059+0,077+0,077+0,089+0,095+0,043)/0,838}{(20,779 \times (0,05^{0,5}))} \right)^{3/8} = 0,44\text{m}$$

$$\rightarrow G3 \rightarrow D_{\text{dot}} = 0,50\text{m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,5}{4} = 0,25 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,250}{1,185} = 0,105$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,105)^{2/3} \times \sqrt{0,05} = 3,41 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 3,41 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Trecho 12-13 → Galeria G4

$$D = \left(\frac{(0,059 + 0,077 + 0,077 + 0,089 + 0,095 + 0,043 + 0,050 + 0,103) / 0,838}{(20,779 \times (0,07)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,46 \text{ m}$$

$$\rightarrow G4 \rightarrow D_{\text{adot}} = 0,50 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,5}{4} = 0,25 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,250}{1,185} = 0,105$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,105)^{2/3} \times \sqrt{0,07} = 4,04 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 4,04 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Trecho 13-14 → Galeria G5

$$D = \left(\frac{((0,059 + 0,077 + 0,077 + 0,089 + 0,095 + 0,043 + 0,050 + 0,103 + 0,110 + 0,104) / 0,838)}{(20,779 \times (0,02)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,66 \text{ m}$$

$$\rightarrow G5 \rightarrow D_{\text{adot}} = 0,70 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,7}{4} = 0,175 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,175}{1,185} = 0,148$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,148)^{2/3} \times \sqrt{0,02} = 2,60 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 2,60 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Trecho Tangencial (onde já existe galeria) - verificação → Galeria G6

$$D = \left(\frac{(1,300) / 0,838}{(20,779 \times (0,02)^{0,5})} \right)^{3/8} = 0,79 \text{ m}$$

$$\rightarrow G6 \rightarrow D_{\text{existente}} = 0,80 \text{ m}$$

$$Rh \text{ pleno} = \frac{0,8}{4} = 0,200 \rightarrow Rh_{\frac{y}{D}=0,7} = \frac{0,200}{1,185} = 0,169$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times (0,169)^{2/3} \times \sqrt{0,02} = 2,84 \text{ m/s} \rightarrow 0,75 \text{ m/s} < 2,84 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

APÊNDICE D – Memorial descritivo

SERVIÇOS INICIAIS:

Inicialmente a empresa executora da obra (contratada), através de sua equipe de topografia, irá fazer a marcação dos “offsets” o qual deve seguir rigorosamente o projeto em anexo, somente após as marcações da topografia, deverão iniciar os serviços no local.

1 SERVIÇOS PRELIMINARES

1.1 Implantação de placa de obra (CEF:1,50m x 2,00m)

De acordo com a Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí, a placa de obra tem por objetivo informar a população e aos usuários da rua os dados da obra. As placas deverão ser afixadas em local visível, preferencialmente no acesso principal do empreendimento, suas medidas terão que ser iguais ou superiores a maior placa existente na obra, respeitadas as seguintes medidas: 1,50m x 2,00m.

A placa deverá ser confeccionada em chapas de aço laminado a frio, galvanizado, com espessura de 1,25mm para placas laterais à rua. Terá dois suportes e serão de madeira de lei beneficiada (7,50cm x 7,50cm, com altura livre de 2,50m).

A medição deste serviço será por unidade aplicada na pista.

1.2 Serviços topográficos para pavimentação

Este serviço consiste na marcação topográfica do trecho a ser executado, locando todos os elementos necessários à execução e constantes no projeto. Deverá prever a utilização de equipamentos topográficos ou outros equipamentos adequados à perfeita marcação dos projetos e greides, bem como para a locação e execução dos serviços de acordo com as locações e os níveis estabelecidos nos projetos. A medição deste serviço será por m² de área locada.

1.3 Remoção de tubulação existente

O serviço de remoção de tubos consiste em remover os tubos danificados ou que não sejam mais necessários devido a criação de uma nova rede de drenagem. Os tubos serão retirados por

meio mecanizado (retroescavadeira) e não terrão reaproveitamento na obra.

O serviço será medido em m lineares de tubos retirados.

2 SERVIÇOS DE MICRODRENAGEM

2.1 Abertura de valas para assentamento de tubos de concreto e guias mais sarjetas

- A largura das valas a ser adotada na rede de galerias de águas pluviais, deverá obedecer ao caderno de normas da Prefeitura.
- Em casos especiais, serão aceitas larguras maiores, desde que justificadas pelo empreiteiro e aprovados pela fiscalização.
- A profundidade da vala será de acordo com o projeto anexo.
- O alinhamento para abertura de valas será fornecido pela fiscalização da Prefeitura.
- Quando os trabalhos de escavação abrangerem os passeios ou interromperem locais de circulação deverá o empreiteiro fazer a sinalização dos mesmos e construir, as suas expensas, passadiços para pedestres, se necessário.
- O material escavado será depositado sempre que possível de um só lado da vala, deixando o outro livre para trânsito e manobras, evitando-se o acúmulo excessivo de material de escavação nas bordas e proximidades imediatas das valas.
- O fundo das valas deverá ter declividade de acordo com o projeto anexo.
- A reposição de terra até a altura de 20 cm acima da geratriz superior do tubo, será feita manualmente, evitando-se a presença de pedras e corpos estranhos.
- A geratriz superior externa do tubo deverá ficar com recobrimento mínimo obedecendo ao projeto anexo.
- Se houver necessidade de reabertura da vala, antes do recebimento definitivo da rede, esse serviço deverá ser efetuado por conta do empreiteiro.
- Deverá ser aberta uma vala para o assentamento das guias (guias + sarjetas, sendo estas uma única estrutura) ao longo do bordo do subleito preparado, obedecendo ao alinhamento, perfil e dimensões estabelecidas no projeto anexo. Será colocada no fundo da vala uma camada do próprio material escavado, que será, por sua vez, compactado até chegar ao nível desejado.

OBS.: 1 - Reaterro compactado de valas: Os aterros serão executados com material escolhido, sem detritos vegetais, em camadas sucessivas e compactadas. A compactação deverá ser feita por

processo mecânico ou manual, até atingirem um grau de compactação pelo menos igual ao do solo adjacente.

a) Apiloamento manual: o apiloamento manual será feito com soquetes de 20 kg de peso com seção de 20x20 cm.

b) Apiloamento mecânico: a compactação será feita com sapos mecânicos de forma a obter o grau de compactação em projeto.

2 - Escoramento das valas: Toda vez que a escavação em virtude da natureza do terreno possa provocar desmoronamento deverá ser providenciado o escoramento necessário.

2.2 Assentamento de tubulações de concreto para galerias de águas pluviais e guias mais sarjetas

- Em todas as fases de transporte, inclusive manuseio e empilhamento, deverão ser tomadas medidas especiais para evitar choque que afetem a integridade do material.

- Os tubos serão alinhados ao longo da vala, do lado oposto ao da terra retirada da escavação, devendo os mesmos ficar livres de eventuais riscos de choques resultantes, principalmente da passagem de veículos e máquinas.

- Durante o manuseio dos tubos, devem-se evitar choques e manobras bruscas. A descida na vala deverá ser feita com precauções.

- Antes da colocação dos tubos, o fundo da vala deverá ser uniformizado.

- Para que obtenhamos a declividade e alinhamento desejado, utilizaremos no assentamento dos tubos duas réguas fixadas na posição horizontal, uma a jusante e outra a montante do terreno em questão. Faz-se o nivelamento em função da declividade, estica-se uma linha de nylon, sendo fixadas nas duas réguas niveladas de tal maneira que após o assentamento dos tubos a linha coincida com a geratriz superior externa dos tubos. (Obs: As réguas devem distar uma da outra no mínimo 15,00 metros).

- O meio fio mais sarjeta será pré-moldado de concreto e deverá seguir as dimensões e forma conforme projeto em anexo. A resistência mínima do concreto utilizado na fabricação dos meios-fios deverá ser de 20,0MPa.

- Quando se verificar o aumento de diâmetro de um trecho para outro no poço de visita correspondente, a geratriz inferior do maior deve ser rebaixada de uma altura igual à diferença entre os diâmetros dos dois tubos.

- Os tubos de concreto deverão ser rejuntados com argamassa de cimento e areia no traço 1:3.

2.3 OBRAS COMPLEMENTARES

2.3.1 Poço de visita

- Serão colocados em quantidades de acordo com o projeto.
- Serão utilizados para canalização de diâmetro igual ou superior a 30 cm. Sua confecção será em concreto armado, sem revestimento, sendo a laje com abertura excêntrica e fundida no local. O concreto terá uma resistência de $f_{ck} = 20,0$ MPA o qual será controlado rigorosamente pelo Orgão responsável pela fiscalização.
- As escadas serão do tipo marinho, confeccionados com ferro redondo - 1/2”
- A chaminé dos poços será em tubo – $\varnothing=0,60$ m, devendo o mesmo receber um tampão de ferro fundido.

3 PAVIMENTAÇÃO

3.1 Parâmetros

- O solo que receberá o novo pavimento deverá ser regularizado, nivelado e compactado manualmente com soquete, mantendo-se os devidos caimentos.
- Sobre a sub-base regularizada será aplicada uma camada de base granular, na espessura de 6cm, também nivelada e compactada com compactador de placas vibratórias.
- Sobre a base granular, também nivelada e compactada com compactador de placas vibratórias será aplicada uma camada de areia (também chamado colchão de areia) na espessura de 4cm.
- A pavimentação será executada em blocos intertravados de concreto (tipo “bloket”). Os blocos a serem empregados, serão de concreto vibro-prensado, com resistência final à compressão e abrasão de no mínimo 35MPa, conforme normas da ABNT e nas dimensões e modelos conforme projeto.
- Os cortes de peças para encaixes de formação dos desenhos no piso deverão ser perfeitos. Em caso de discordância entre o projeto e o executado, a fiscalização da Contratante terá o direito de solicitar a remoção de qualquer parte ou mesmo o todo dos pavimentos para que sejam recolocados, por conta da Contratada; portanto, se durante a locação houver quaisquer discordâncias com o projeto, estas deverão ser sanadas previamente ao assentamento.
- O nivelamento superior das peças deverá ser perfeito, sem a existência de desníveis, degraus ou ressalto.

- Para evitar irregularidades na superfície, não se deve transitar sobre a base antes do assentamento dos blocos.
- O excesso de areia deverá ser eliminado por varrição.
- O trânsito sobre a pavimentação só poderá ser liberado quando todos os serviços estiverem completos.

APÊNDICE E – Projeto de pavimentação de blocos intertravados de concreto e microdrenagem