



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE – CCTS, CAMPUS VIII
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JÚLIO VINÍCIUS MIRANDA DE QUEIROZ

**ESTUDO DE TÉCNICAS PARA MITIGAÇÃO DE PROBLEMAS DE
DRENAGEM EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS**

**ARARUNA
2015**

JÚLIO VINÍCIUS MIRANDA DE QUEIROZ

**ESTUDO DE TÉCNICAS PARA MITIGAÇÃO DE PROBLEMAS DE
DRENAGEM EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS**

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof. MSc. Maria José Cordão.

**ARARUNA
2015**

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

Q3e Queiroz, Júlio Vinícius Miranda de.
Estudo de técnicas para mitigação de problemas de drenagem em pavimentos rodoviários [manuscrito] / Júlio Vinícius Miranda de Queiroz. - 2015.
80 p. : il. color.

Digitado.
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências Tecnologia e Saúde, 2015.
"Orientação: Profa. Ma. Maria José Cordão, Departamento de Engenharia Civil".

1. Drenagem superficial. 2. Drenagem subsuperficial. 3. Drenagem profunda. I. Título.

21. ed. CDD 692

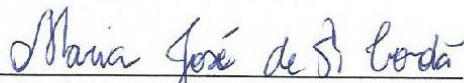
JÚLIO VINÍCIUS MIRANDA DE QUEIROZ

ESTUDO DE TÉCNICAS PARA MITIGAÇÃO DE PROBLEMAS DE DRENAGEM
EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

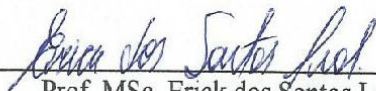
Trabalho de Conclusão de Curso em
Engenharia Civil da Universidade
Estadual da Paraíba, como requisito
parcial à obtenção do título de Bacharel
em Engenharia Civil.

Aprovado em: 19/06/2015.

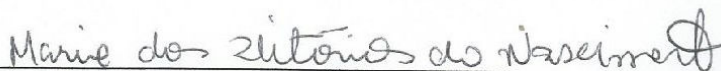
BANCA EXAMINADORA



Prof. MSc. Maria José de Sousa Cordão (Orientadora)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. MSc. Erick dos Santos Leal
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. MSc. Maria Das Vitórias do Nascimento
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

A minha família, pela dedicação,
companheirismo e oportunidade, DEDICO.

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor Deus, por todas as graças alcançadas.

À professora Maria Cordão pelas leituras sugeridas ao longo dessa orientação, pela paciência e dedicação.

Aos meus pais Maria Auxiliadora e Alberto Jorge, ao meu irmão Gustavo Felipe, aos meus avós Maria Solomé, Maria do Socorro e Nominando Freitas, pelo apoio dado em todos os momentos.

A Maria Júlia, pelas conversas, compreensão e apoio.

Aos meus amigos e primos, que sempre fizeram esforços para esta ao meu lado.

Aos professores e funcionários do Campus VIII da UEPB, que ajudaram na minha formação profissional.

Aos amigos conquistados durante o curso, em especial Tassio Gonzales, Eduardo Gonçalves, Adonias Fernandes e Kássia Sinhorelli, por fazerem papéis da minha família em Araruna.

RESUMO

A ideia de aumentar a vida útil do pavimento não se resume a aplicação de bons materiais e um dimensionamento calculado com eficácia. O subdimensionamento no projeto de drenagem afeta diretamente essa vida útil e fracassa todo trabalho de dimensionamento do corpo estradal, por melhor que tenha sido feita. O trabalho tem por objetivo apresentar problemáticas sobre a falta dos dispositivos de drenagem e técnicas para o dimensionamento desses sistemas. O fenômeno da aquaplanagem e os solos colapsíveis e expansivos são dificuldades que são superadas por alguns componentes do sistema de drenagem. A água pode infiltrar e afetar a via pelas fissuras, que podem ser causadas por desgaste, pelas bordas, quando não tem acostamento e por meio de sucção de algum lençol freático. Os procedimentos estudados e propostos para solução desses problemas são divididos em drenagens superficial, subsuperficial e profunda. Os dispositivos de drenagem superficiais são os mais conhecidos e visto, por estarem posicionados a mostra. O dispositivo de drenagem subsuperficial estudado nesse trabalho é um sistema mais novo, a Camada Porosa Asfáltica (CPA) é uma camada de rolamento sem função estrutural que tem como intuito a retenção e amortecimento de picos de precipitação. Por usar agregado graúdo, o número de vazios nesse pavimento é alto e facilita o escoamento da água, evitando assim um dos problemas que foi assunto no trabalho, a aquaplanagem. Para expulsão da água na via, são usados drenos de pavimento e camada de bloqueio. Para drenagem profunda é apresentado a drenagem espinha de peixe e o colchão drenante. Para melhor compreensão foi analisado o projeto da PE-28, trecho localizado entre Gaibu e Praia de Calhetas, o qual tem por extensão treze quilômetros e quinhentos metros.

PALAVRAS CHAVE: Drenagem superficial, drenagem subsuperficial, drenagem profunda.

ABSTRACT

The idea of extending the useful life of the pavement is not just the application of good materials and a calculated scaling effectively. The undersizing the drainage project directly affects this life and fails all work estradal body design, however good that has been done. The work aims to present issues about the lack of drainage devices and techniques for the design of these systems. The phenomenon of aquaplaning and collapsible and expansive soils are difficulties which are overcome by some components of the drainage system. Water can infiltrate and affect the way through cracks that may be caused by wear, the edges, when no shoulder and through a suction groundwater. Studied and proposed procedures for solution of these problems are divided into draining surface, subsurface and deep. The surface drainage devices are the best known and seen, being positioned at shows. The subsurface drainage device studied in this work is a newer system, Porous Asphalt Layer (CPA) is a bearing layer without structural function that has the intention to retention and damping of precipitation peaks. By using coarse aggregate, the number of empty that deck is high and facilitates the flow of water, thus avoiding one of the problems was the subject at work, aquaplaning. To expel the water in the channels, they are used floor drains and blocking layer. For deep drainage is presented herringbone drainage and draining the mattress. For better understanding it analyzed the PE-28 design, stretch located between Gaibu and Calhetas Beach, which has by extension thirteen kilometers and five hundred meters.

KEYWORDS: Surface drainage, subsurface drainage, deep drainage.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 –	Ilustração com formatos recomendados das valetas de corte e aterro.....	21
Figura 2 –	Valeta de proteção de corte.....	21
Figura 3 –	Exemplo de sarjeta triangular executada.....	22
Figura 4 –	Exemplo de saída d’água executada.....	23
Figura 5 –	Ilustração com discriminação de cada parte da descida d’água.....	23
Figura 6 –	Descida d’água executada.....	24
Figura 7 –	Ilustração de caixa coletora com desague do dreno profundo.....	25
Figura 8 –	Caixa coletora executada.....	25
Figura 9 –	Sarjeta de banquetas executada.....	26
Figura 10 –	Ilustração do sistema de drenagem subsuperficial.....	27
Figura 11 –	Ilustração da seção de pavimento mostrando posicionamento da camada de drenagem em pavimento com acostamento.....	28
Figura 12 –	Ilustração da seção de pavimento mostrando posicionamento da camada de drenagem em pavimento sem acostamento.....	28
Figura 13 –	Ilustração dos diferentes tipos de pavimentos.....	32
Figura 14 –	Gráfico demonstrando a caracterização dos agregados do CPA e CBUQ/MICRO	33
Figura 15 –	Gráfico demonstrando a caracterização dos agregados do ALDRE	34
Figura 16 –	Ilustração da seção do CPA demonstrando os volumes.....	35
Figura 17 –	Ilustração do posicionamento da espinha de peixe.....	37
Figura 18 –	Colchão drenante sendo executado.....	38
Figura 19 –	Mapa de situação da área de estudo em escala estadual.....	38
Figura 20 –	Mapa de situação da área de estudo em escala local.....	39

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Tabela de velocidades máximas para solos diferentes.....	20
Tabela 2 –	Lei de Sitter.....	40
Tabela 3 –	Histograma com precipitações anuais, mensais e número de dias de chuva por ano.....	41
Tabela 4 –	Histograma de chuva dos dois postos juntos.....	42
Tabela 5 –	Tabela com valores de frequência com relação ao tempo de retorno.....	43
Tabela 6 –	Processo estatístico para precipitação com o tempo de retorno desejado através da fórmula de Te Chow.....	44
Tabela 7 –	Tabela para determinação do coeficiente.....	45
Tabela 8 –	Tabela com precipitações médias, máximas, dias de chuva e data do dia máximo.....	46
Tabela 9 –	Curvas de precipitação x duração x frequência.....	47
Tabela 10 –	Curvas de intensidade x duração x frequência.....	48
Tabela 11 –	Tabela de determinação do coeficiente de “run off”.....	49
Tabela 12 –	Estudo da capacidade hidráulica da valeta de proteção de aterro tipo VPA-04.....	59
Tabela 13 –	Estudo de capacidade hidráulica da sarjeta de corte STC-04.....	61
Tabela 14 –	Estudo de capacidade hidráulica da sarjeta de canteiro central tipo SCC-04	62
Tabela 15 –	Estudo de capacidade hidráulica de canaleta com cobertura lateral.....	63
Tabela 16 –	Estudo de capacidade hidráulica de canaleta com tampa vazada e abertura lateral.....	64
Tabela 17 –	Estudo de capacidade hidráulica do meio-fio tipo MFC-01.....	65
Tabela 18 –	Estudo de capacidade hidráulica da sarjeta de corte STC-02.....	66

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte
CCP	Concreto de Cimento Portland
DIRENG	Diretoria de Engenharia da Aeronáutica
CPA	Camada Porosa Asfáltica
SBS	eStireno-Bultadieno-eStireno
BGS	Brita Graduada Simples
ALDRE	Alta Drenagem
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
MICRO	Micro-revestimento
Pe	Porosidade efetiva
HTU	Hidrograma Triangular Unitário
VPA	Valeta de Proteção de Aterro
VPC	Valeta de Proteção de Corte
MFC	Meio Fio de Concreto
EDA	Entrada D'água
DCD	Descida D'água
DEB	Dissipador de Energia

SUMÁRIO

1.0	INTRODUÇÃO	14
2.0	OBJETIVOS	15
3.0	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
3.1	PROBLEMAS OCASIONADOS PELA AUSÊNCIA DE DRENAGEM	17
3.1.1	Infiltrações no corpo estradal	17
3.1.2	Hidroplanagem	18
3.1.3	Solos expansivos e colapsíveis (solos moles)	18
3.2	SOLUÇÕES PARA O ESCOAMENTO D'ÁGUA NO PAVIMENTO..	19
3.2.1	Drenagem Superficial	19
3.2.1.1	Valetas de proteção de corte e aterro.....	20
3.2.1.2	Sarjetas de corte e aterro	22
3.2.1.3	Saídas d'água de aterro e corte	22
3.2.1.4	Descidas d'água em aterro e corte	23
3.2.1.5	Caixas coletoras	24
3.2.1.6	Sarjetas de banquetas de corte e aterro	26
3.3	Drenagem subsuperficial.....	26
3.3.1	Componentes do sistema	27
3.3.1.1	Camadas drenantes	27
3.3.1.2	Camada de bloqueio	29
3.3.1.3	Drenos de pavimento	29
3.3.2	Mistura asfáltica drenante	30
3.3.2.1	Características do pavimento permeável	31
3.3.2.2	Distribuição e característica dos agregados em CPA	33
3.3.2.3	Vazios da mistura asfáltica drenante.....	34
3.3.2.4	Escoamento da água em mistura asfáltica drenante	35
3.4	Drenagem profunda.....	36
3.4.1	Drenagem espinha de peixe	37
3.4.2	Colchão drenante	37
4.0	ESTUDO DE CASO: PROJETO DE DRENAGEM PARA RESTAURAÇÃO E DUPLICAÇÃO DA RODIVA PE-28	38
4.1	ESTUDO HIDROLÓGICO	39
4.1.1	Pluviometria	40
4.1.2	Escoamento superficial	49
4.1.3	Tempo de concentração	50
4.1.4	Período de recorrência	51
4.1.5	Método de dimensionamento das descargas	52
4.1.5.1	Método racional	52
4.1.5.2	Método racional modificado	53
4.1.5.3	Método do hidrograma triangular unitário	53
4.2	PROJETO DE DRENAGEM E OBRAS DE ARTES CORRENTES.....	55
4.2.1	Drenagem superficial	55
4.2.2	Dimensionamento hidráulico	56
4.2.2.1	Valetas de proteção de aterro e corte, sarjetas de pé de corte e de bermas de equilíbrio, meios-fios, canaleta com tampa vazada e abertura lateral....	56
4.2.2.2	Entrada d'água	66
4.2.2.3	Descida d'água	67

4.2.2.4	Dissipadores de energia	68
4.2.2.5	Galerias de drenagem	69
4.2.2.6	Caixas coletoras de canaleta e caixas coletoras de sarjeta	69
4.3	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DAS OBRAS DE ARTES CORRENTES.....	69
4.3.1	Dimensionamento como canal	69
4.3.2	Dimensionamento como orifício	70
4.3.3	Bueiros instalados	71
5.0	CONCLUSÕES	72
6.0	REFERÊNCIAS	74
	ANEXO	76

1.0 INTRODUÇÃO

Conceitualmente, drenagem é o processo de escoamento de água de terrenos encharcados, facilitando e aprimorando o uso do local. Sendo assim relacionado a qualidade e segurança de vida, do patrimônio público e privado, de acordo com a Lei nº 11.445/2007, que estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico.

Em pavimentos viários, toda obra de engenharia é executada considerando a segurança e o conforto do usuário a fim de evitar acidentes ocasionados por uma série de fatores, dentre eles, a ausência de drenagem ou sua inadequada execução.

Para conseguir suportar as cargas de tráfego e proporcionar um nível de conforto e segurança ao rolamento ao longo do período do projeto é preciso manter a base, sub-base, subleito e outras camadas livres de saturação ou pouco expostas a umidade. Segundo estudos de PEREIRA (2003), desde o século XIX os projetistas rodoviários constataram que a água em excesso na estrutura do pavimento reduz sua vida útil, em virtude de problemas, tais como: solos expansivos (“borrachudos”), aumento do nível do lençol freático, deterioração dos materiais e problemas de estruturas com base e sub-base.

Desse modo, a falta ou o sub dimensionamento da drenagem afeta os pavimentos, reduzindo sua vida útil. A vida útil de uma estrutura de pavimento depende de várias considerações para o aumento ou diminuição da mesma. Problemas com execução, projetos feitos sem planejamento ou ensaios mal executados podem reduzir esse tempo, impondo problemas para o projetista, o executor e o usuário que pode ficar vulnerável a acidentes.

Neste sentido, este estudo busca estudar problemas em pavimento rodoviários gerados pela má execução do projeto de drenagem e identificar possíveis soluções, através da implementação da drenagem adequada em um estudo de caso na restauração e duplicação da PE-28 em uma extensão de 13,5 quilômetros.

2.0 OBJETIVOS

- Apontar e descrever problemas causados por ausência ou sub dimensionamento de drenagem em malhas rodoviárias;
- Delinear os mecanismos das drenagens superficiais, sub superficiais e profundas;

- Identificar como estes dispositivos são dimensionados em um projeto de rodovia.

3.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

De acordo com SOUZA (2008), o Brasil é um país tropical sujeito a fenômenos meteorológicos que provocam chuvas intensas, que tem como características a curta duração e grande volume precipitado. O acúmulo de água na superfície do revestimento asfáltico associado a velocidade de deslocamento dos veículos provocam o nocivo fenômeno da hidroplanagem e, na maioria dos casos, ocorrendo acidentes.

Uma solução de drenagem subsuperficial é a mistura asfáltica drenante, que o próprio SOUZA (2008) define como uma camada de mistura asfáltica superficial, cimentada e de porosidade muito elevada que tem por finalidade afastar sub superficialmente a água de chuvas intensas e de favorecer a boa aderência, oferecendo conforto e segurança ao usuário.

Conforme John L. McAdam citou (1820, apud PEREIRA, 2003),

“As estradas nunca poderão ser seguramente construídas, até que os seguintes princípios sejam completamente entendidos, admitidos e utilizados: é o solo natural que realmente suporta o peso do tráfego; enquanto este solo puder ser mantido seco, poderá suportar qualquer peso sem deformações importantes ... se passa água através da estrada e saturado o solo natural, esta, qualquer que seja sua espessura, perderá sua capacidade de suporte e se despedaçará ... A opinião errônea, e tão tenazmente arraigada, de que a colocação de uma grande quantidade de pedras sob as estradas, remediará as grande deformações na argila muito úmida ou outros solos moles, ou, em outras palavras, que as estradas poderão ser tornadas suficientemente resistentes, artificialmente, para suportar as pesadas carruagens enquanto o subleito estiver com elevada umidade e, por estes meios, evitar a inconveniência do solo natural que recebe a água das chuvas ou de outras fontes, produziu a maioria das estradas da Grã-Bretanha”

O solo expansivo possui características expansivas ou colapsíveis. Em qualquer das duas características é importante o uso de drenagem, pois o contato desses solos com água causa a expansão ou retração do mesmo. Caso a infiltração seja o suficiente para ativação dessas características, aparecem ondulações, trincas e fissuras, no caso do solo expansivo, e ocorre o desnivelamento do terreno, no caso do solo colapsível.

Uma problemática muito relevante e pouco discutida é a drenagem subsuperficial. Segundo estudo, feito pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, “Considerações sobre a drenagem subsuperficial na vida útil dos pavimentos rodoviários”, (AZEVEDO, 2007), a maioria dos defeitos provocados pelas águas subterrâneas e por percolação apresenta duas causas distintas:

- Partículas são carregadas para um ponto de saída, ocorrendo o fenômeno de “piping”, ou erosão;
- Níveis de escoamento incontrolláveis, causados pela saturação, por existência de fluxos internos, sub pressão elevada ou forças de percolação excessivas.

Assim, é constatado que a água livre no interior da estrutura é um dos fatores críticos para deterioração precoce e desempenho insatisfatório ao longo do tempo.

As infiltrações superficiais são resultantes da exposição contínua a umidade. A perda de rigidez causa fissuras, consequência da desagregação em pavimento asfáltico e do trincamento em pavimentos de concreto de cimento Portland. As pesquisas feitas na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, tratam dessa deterioração do mesmo modo, independente se é em pavimento flexível ou asfáltico.

Problemas relacionados a pouca duração dos pavimentos advém da aplicação de cargas em materiais com estrutura saturada. Para solucionar esse problema, é necessário retirar toda água que entra no sistema através de uma *drenagem superficial*. Mas nem toda água vai ser capturada por esse sistema, devido a infiltrações e juntas que surgem naturalmente nas camadas de rolamento. Para isso é necessário a implantação da *drenagem subsuperficial* para remoção da água, em um tempo curto, que transita no interior do corpo estradal. Para situações com nível de lençol freático elevado, implantação de sistemas de *drenagem profundas* são necessárias objetivando o seu rebaixamento.

Os efeitos de água livre no interior do pavimento têm consequências danosas, pois diminui a resistência a carga suportada devido à redução na coesão aparente, redução de atrito intergranular por lubrificação, redução da densidade efetiva do material abaixo do lençol freático e aumento das pressões neutras.

3.1 PROBLEMAS OCASIONADOS PELA AUSÊNCIA DE DREAGEM

3.1.1 INFILTRAÇÕES NO CORPO ESTRADAL

As infiltrações de água no corpo estradal podem advir da superfície, lateral, fluxo d'água ascendentes, sucção capilar e condensação do vapor d'água.

As infiltrações das águas superficiais podem reduzir a vida útil do pavimento. A evidência que pode ser notada a olho nu são manchas junto as trincas, e sobre os acostamentos, além dos desnivelamentos das trincas e juntas.

PEREIRA (2003) disse:

“A quantidade e a abertura das trincas que surgirão na superfície do pavimento é um fenômeno interativo que depende da intensidade das solicitações do tráfego, das características dos materiais empregados e do desempenho da estrutura implantada, tornando sua previsão extremamente imprecisa quando da execução do projeto”.

No estudo de PEREIRA (2003) ele confirma que o volume de infiltração depende diretamente da declividade longitudinal, pois se houver essa declividade, a água escoar em direção oblíqua à borda do pavimento, percorrendo uma distância maior e conseqüentemente, sendo exposta a maior quantidade de trincas, aumentando o volume infiltrado.

A infiltração pela borda do pavimento advém de rodovias que apresentam greide plano, greide ondulado, e em rodovias sem acostamento.

Quando tem greide plano e ondulado, a água não sofre nenhuma ação para o escoamento, logo empoeira nas laterais, onde encontra fissuras ou juntas. Quando há precipitação onde não há acostamento, a água infiltra na parte permeabilizada, causando danos para estrutura.

3.1.2 HIDROPLANAGEM

Como consequência da ausência de estruturas superficiais drenantes o fenômeno da hidroplanagem está associado aos fatores da presença de lâmina d'água.

Segundo FALCÃO (2006, apud SOUZA, 2008) “o fenômeno da hidroplanagem ocorre quando há a completa ausência de contato entre o pneu e o pavimento ocasionado pela presença de lâmina d'água”.

Esse problema é sanado no momento em que é coletado a água de toda extensão da camada de rolamento. As soluções são todos os dispositivos para o recolhimento dessa lâmina d'água, que serão discutidos nos próximos tópicos.

3.1.3 SOLOS EXPANSIVOS E COLAPSÍVEIS (SOLOS MOLES)

Segundo SOUSA (2012) solos colapsíveis são solos saturados que apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetidos a um aumento de umidade sem que varie a tensão total que estejam submetidos. Devido à saturação o colapso ocorre quando o cimento natural, que ligam as partículas, amolece, ocasionando a diminuição da resistência do solo.

“Os solos expansivos apresentam comportamento contrário dos colapsíveis. Isso ocorre devido a entrada de água nas estruturas mineralógicas das argilas, ou a liberação de pressões de sucção que o solo estava submetido” (SOUSA, 2012).

Em sistemas rodoviários é possível a substituição desses solos, porém, depende da sua profundidade. É tecnicamente e economicamente viável essa solução para uma camada de até 3,0 m. Se a camada for maior, várias soluções são apresentadas, como: execução de bermas de equilíbrio, aceleração de recalques com emprego de drenos fibro-químicos, estacas de areia ou brita, aplicação de pré-carga ou sobrecarga temporária, reforço da base do aterro com geogrelha, aterro estaqueado ou tratamento de solo com colunas de cimento.

Segundo o estudo realizado por FRANCELINO (2008), “Pavimento de concreto sobre solos moles: Estudo de caso na rodovia BR-101 nordeste (Lotes 1, 5 e 6)”, se a obra tem tempo hábil para esperar o recalque, os drenos e estacas são ótimas soluções. Drenos verticais de areia são usados quando se tem uma área de espessura uniforme de solo mole e sem bolsões localizados, que podem romper as colunas de

areia. Esses drenos são executados com tubos metálicos, com avanço estático para não causar perturbações no solo. O solo mole é retirado de dentro do tubo e depois lavado, após essa execução, coloca-se areia de granulometria especificada e em seguida é retirado o tubo, lentamente para que não ocorra a ruptura da coluna drenante.

FRANCELINO (2008) afirma que os drenos fibro-químicos têm maior rapidez de execução, maior simplicidade do equipamento de cravação e não usa material de enchimento do dreno, além de ter respostas imediata dos piezômetros a um carregamento de aterro.

3.2 SOLUÇÕES PARA O ESCOAMENTO D'ÁGUA NO PAVIMENTO

3.2.1 Drenagem Superficial

Drenagem superficial é o mecanismo que faz a captação da parcela da quantidade total de água que se precipita na bacia contribuinte (outras parcelas correspondem às porções que se infiltram no terreno, que são retidas e que se evaporam) impedindo que infiltre na estrutura do pavimento. Esses dispositivos fazem com que as águas saiam do trajeto das pistas e continuem seu percurso por meio de rios ou infiltrem onde não causem danos a nenhuma estrutura.

O principal cuidado que deve ter com os dispositivos desse tipo de drenagem é onde vai ocorrer o desague, pois, essa ação pode causar assoreamento, erosão, entre outros problemas. Como referência, o DNIT (2006) disponibiliza informações com as velocidades máximas que cada tipo de solo suporta, (Tabela 01). Como agentes para diminuir a velocidade e chegar de uma maneira que não denigra o solo, podemos utilizar dissipadores de energia (escada).

Tabela 01: Tabela de velocidades máximas para solos diferentes.

COBERTURA SUPERFICIAL	Velocidade máxima (m/s)
Gramma comum firmemente implantada	1,50 – 1,80
Tufos de grama com solo exposto	0,60 – 1,20

Argila	0,80 – 1,30
Argila coloidal	1,30 – 1,80
Lodo	0,35 – 0,85
Areia fina	0,30 – 0,40
Areia média	0,35 – 0,45
Cascalho fino	0,50 – 0,80
Silte	0,70 – 1,20
Alvenaria de tijolos	2,50
Concreto de cimento Portland	4,50
Aglomerados resistentes	2,00
Revestimento betuminosos	3,00 – 4,00

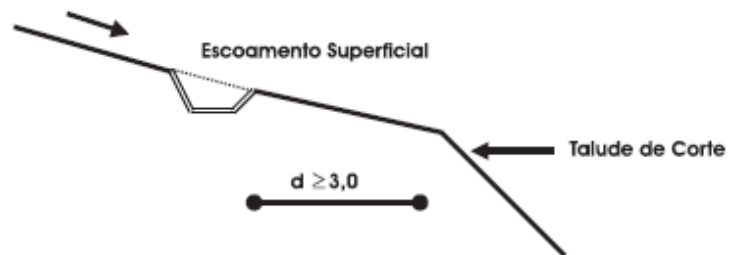
Fonte: DNIT

A seguir serão descritas estruturas que podem ser utilizadas na drenagem superficial em rodovias.

3.2.1.1 Valetas de Proteção de Corte e Aterro

Essas valetas têm por função impedir que a água que advém da encosta montante chegue no pavimento, evitando a desestabilização e erosão do talude. Tem forma trapezoidal e é recomendado ter uma distância mínima de 3,0 metros da crista do corte (Figura 1 e 2). Por fim, tem finalidade de escoar a água para um bueiro ou linha d'água mais próximo.

• Valeta de Proteção de Corte



• Valeta de Proteção de Aterro

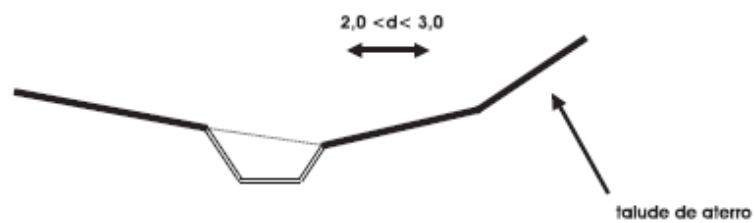


Figura 01: Ilustração com formatos recomendado das valetas de corte e aterro.



Figura 02: Valeta de proteção de corte.

3.2.1.2 Sarjetas de Corte e Aterro

Segundo JABÔR (2014), as sarjetas de corte e aterro têm por finalidade captar as águas que precipitam sobre a plataforma e talude de corte e conduzi-las até a transição entre o corte e o aterro, de forma a permitir a saída lateral para o terreno natural, ou então para a caixa coletora de um bueiro de greide.

Esse dispositivo impede a erosão do bordo do pavimento e do pé do corte e o efeito de aquaplanagem em pontos localizados da rodovia.

A forma mais usada é a triangular (Figura 3). Comprimentos muito longos aumentam a probabilidade de ocorrer problemas com obstrução, inundando a pista e piorando a situação se comparado com o caso que não haja esse aparelho de drenagem.



Figura 03: Exemplo de sarjeta triangular executada (lado direito do pavimento).

3.2.1.3 Saídas d'água de aterro e corte

São coletores de água de sarjetas de aterro e corte, conduzindo-as para as descidas d'água. É colocado sempre quando é atingido o ponto crítico da sarjeta e junto às pontes (Figura 4).

Para que o deságue das sarjetas não atinjam valor superior a 80% de sua capacidade máxima, desde que as condições topográficas permitam, a própria sarjeta poderá ser utilizada para fazer a função deste dispositivo. (JABÔR, 2014. p. 143)



Figura 04: Exemplo de saída d'água executada.

3.2.1.4 Descidas d'água em Aterro e Corte

Tem por objetivo conduzir a água proveniente das sarjetas de aterro, sem causar erosão no mesmo (Figura 5).

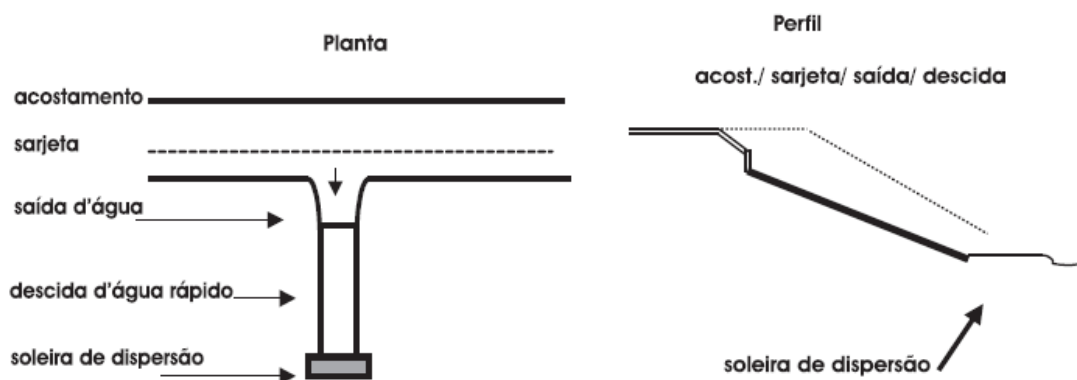


Figura 05: Ilustração com discriminação de cada parte da descida d'água.

Na descida d'água de corte, a água deve ser conduzida diretamente para caixas coletoras de greide (Figura 6).



Figura 06: Descida d'água executada.

3.2.1.5 Caixas Coletoras

Tem por finalidade coletar água que vem das sarjetas e descidas d'água e conduzir para fora da estrutura do pavimento através dos bueiros de greide ou de grotas (Figuras 7 e 8).

Para maior segurança, é recomendado que seja construída afastada da borda da pista de rolamento e com uma grelha para proteger algum pedestre que por ventura venha cair. Essas caixas podem ter até 2,50 metros de altura para facilitar a manutenção e construção.

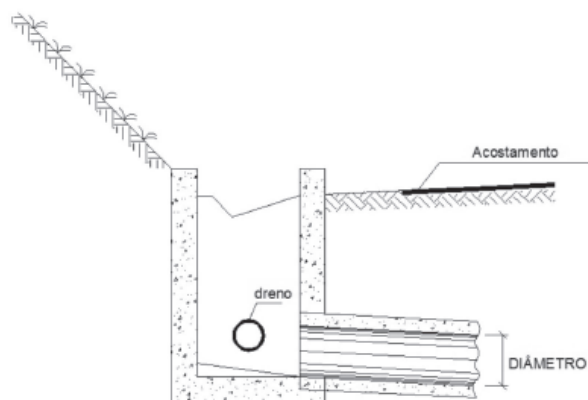


Figura 07: Ilustração de caixa coletora com desague do dreno profundo.



Figura 08: Caixa coletora executada.

3.2.1.6 Sarjetas de banquetas de corte e aterro

Conhecidas por banquetas esse dispositivo tem como finalidade captar água proveniente de precipitações sobre o talude e plataforma, conduzindo a um local de deságue.



Figura 09: Sarjeta de banquetas executada.

3.3Drenagem subsuperficial

A drenagem sub superficial tem por finalidade coletar e remover com rapidez a água que infiltra no pavimento. A escolha do material da base e o material usado como filtro tem suma importância no projeto. A Figura 10, ilustra este arranjo PEREIRA (2003).

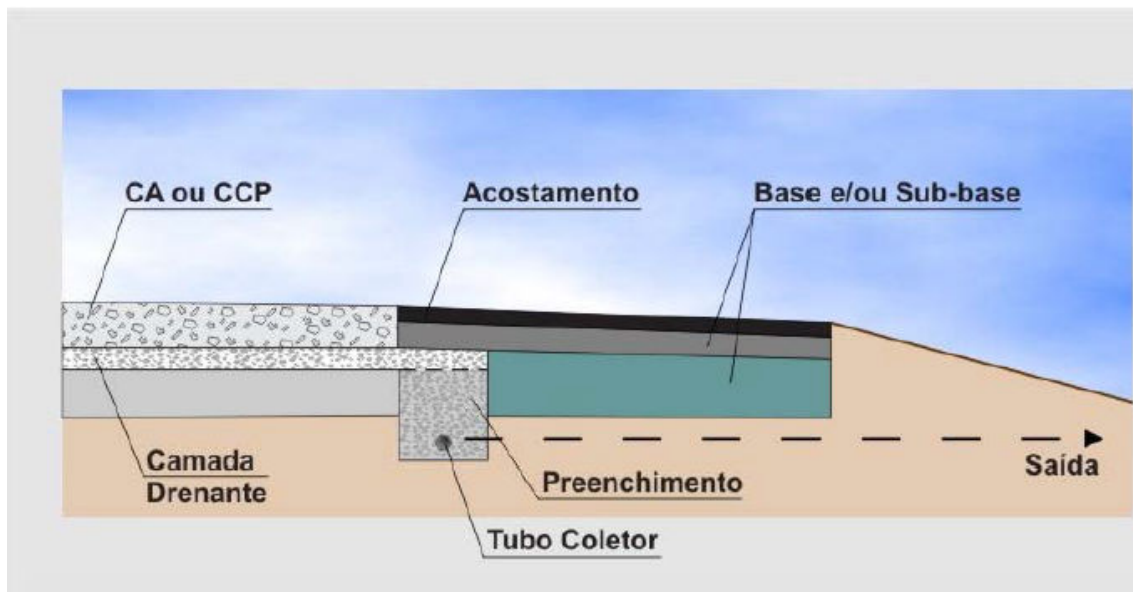


Figura 10: Ilustração do sistema de drenagem subsuperficial

3.3.1 Componentes do sistema

3.3.1.1 Camadas drenantes

É uma camada de material granular, com granulometria apropriada, e tem por finalidade drenar as águas infiltradas para fora da pista de rolamento.

Quanto a seu posicionamento é definido em AZEVEDO (2007):

“A colocação da camada drenante logo abaixo do revestimento asfáltico ou de CCP é preferível, porque a água pode ser drenada mais rapidamente. No entanto, esta técnica pode ter desvantagens pela deficiência de finos na camada drenante, que poderá causar problemas de estabilidade. Caso a camada drenante seja colocada sobre o subleito, as permeabilidades da base e sub-base devem ser maiores que o índice de infiltração, para que a água possa alcançar a camada drenante.”

Reproduzidas de PEREIRA (2003), as Figuras 11 e 12, ilustram o posicionamento caso exista acostamento ou com passeio.

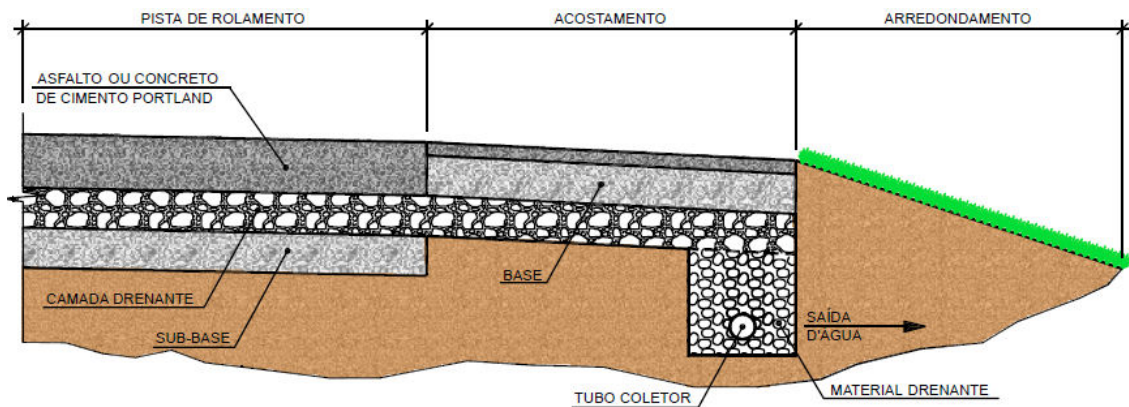


Figura 11: Ilustração da seção de pavimento mostrando posicionamento da camada de drenagem em pavimento com acostamento

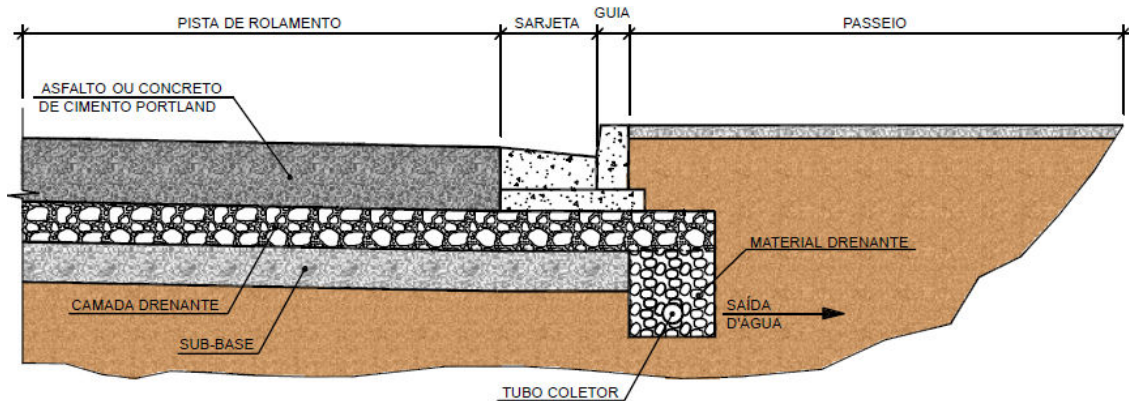


Figura 12: Ilustração da seção de pavimento mostrando posicionamento da camada de drenagem em pavimento com passeio e sem acostamento.

A granulometria não pode ser muito grande, porque pode ocorrer a infiltração do material asfáltico no filtro, dificultando a drenagem. Quando o dreno ficar abaixo do asfalto ou concreto, não é preciso colocar nenhum material que faça a ligação do dois pois, a abrasividade deles faz que não ocorra o deslizamento de um sobre o outro. Outro fator para que não se coloque algo que conecte os dois materiais é que qualquer ligante vai inibir a infiltração no filtro, acabando com a finalidade do dreno.

Caso o dreno fique sob o subleito é preciso colocar uma camada de bloqueio.

3.3.1.2 Camada de Bloqueio

Camada de bloqueio serve para inibir a entrada de grãos mais finos advindos do subleito. Essa camada deve ter granulometria adequada que impeça a penetração dos finos do subleito em seu interior e granulometria adequada que não preencha os vazios deixados pela camada drenante.

3.3.1.3 Drenos de Pavimento

Drenos de pavimento, também conhecidos como drenos longitudinais de borda e drenos longitudinais rasos, tem por finalidade captar a água da camada drenante e remover para fora da estrutura da rodovia.

Porém há uma discussão sobre sua aplicação. AZEVEDO (2007) relata que é possível ocultar essa estrutura, expandindo a camada drenante até onde quer ejetar a água. Entretanto a execução desse projeto tem maiores dificuldades e os assoreamentos de taludes próximos podem ocasionar a obstrução do dreno.

Ressalta AZEVEDO (2007): Em outras situações a camada pode desempenhar função inversa, permitindo a percolação de água das valas laterais para a estrutura interna do pavimento.

O uso de drenos longitudinais não elimina o uso dos drenos transversais, pois em pontos com declividades quase nulas é preciso usar outro dreno para ajudar no processo.

Esse tipo de dreno tem como material envolto de toda área a ser drenada uma manta geotêxtil que tem por finalidade impedir a colmatação, além de filtrar os finos, impedindo a sua entrada. O material usado no dreno de pavimento deve ter permeabilidade menor do que a manta umas 4 a 10 vezes.

Quanto ao espaçamento entre as saídas, depende do fluxo que o pavimento drena que por sua vez depende da região. PEREIRA (2003) aponta que essa distância varia de 30 a 450 metros.

Esses drenos podem diferir nos materiais, como descrito a seguir.

- **Dreno cego:** Segundo PEREIRA (2003):

Conhecido também como dreno francês consiste basicamente em uma trincheira preenchida com agregados, ou mistura de agregados e areia, com permeabilidade superior à do solo circunvizinho, cuja função é captar águas livres provenientes da camada de base drenante, conduzindo-as para dispositivos apropriados de descarga.

- **Dreno tubular:** Ainda seguindo a definição de PEREIRA (2003, p. 90), consiste basicamente de um dreno cego, porém munido de tubulação perfurada ou fendilhada, com a função de permitir a entrada e o fluxo d'água, aumentando assim a capacidade de vazão do dispositivo.

3.3.2 MISTURA ASFÁLTICA DRENANTE

Segundo CEDERGREEN (1980, apud SOUZA, 2008, p. 5) a necessidade de afastar da superfície do pavimento o excesso de chuva levou aos primeiros estudos sobre mistura asfáltica de granulometria aberta na década de 1930 no EUA (Estados Unidos da América).

Há relatos de estudos sobre esse assunto na França no ano de 1978, quando o governo lançou um programa de pesquisa e desenvolvimento para solucionar as inundações. Entre os dispositivos estudados, o pavimento permeável destacou-se.

Relatos de BOTELHO (2004, apud SOUZA, 2008, p. 5) ressaltam “que no Brasil os estudos sobre mistura asfáltica drenante tiveram início pela Diretoria de Engenharia da Aeronáutica (DIRENG), no início da década de 1960. Em rodovia a primeira aplicação da Camada Porosa Asfáltica (CPA) foi em 1992 no trecho da Rodovia dos Bandeirantes SP”.

As pesquisas sobre o assunto já se aprofundam de tal maneira que na França, os estudiosos dividem a camada drenante em duas gerações: a primeira com um volume de vazios próximo a 20% e teor de ligante entre 4,4% a 5,5% e a segunda com a porosidade próxima de 30% e teor de ligante maior que 5,5%. Essas características da segunda geração fazem com que haja uma alta eficiência na drenagem.

A literatura mostra que a lei de Darcy e a equação da Continuidade regem o escoamento da água em meio poroso. Para medição da permeabilidade verifica-se que a

principal influência vem do tamanho máximo do agregado, o teor de ligante e a porosidade efetiva.

3.3.2.1 Características do pavimento permeável

A CPA é uma mistura asfáltica porosa, entre 18 e 25% de vazios, prepara em usina quente, com agregados, filer e cimento asfáltico modificado por polímero SBS (eStireno-Bultadieno-eStireno), espalhado e comprimido a quente.

MEURER informa (2001, apud SOUZA 2008, p. 7) que “recentes pesquisas levaram ao desenvolvimento de um concreto asfáltico drenante, que tem granulometria intencionalmente modificada para obtenção de elevadas porosidades total e efetiva (aproximadamente 30% e 25%, respectivamente) e por consequência alta permeabilidade”.

VIRGILIIS (2009) comenta sobre uma divisão, a respeito de pavimentos permeáveis. Quando se trata de infiltração, é dividido em três tipos: um pavimento com infiltração total, fazendo com que a água infiltre no revestimento e atravesse todas as camadas subsequentes, reabastecendo o lençol freático; pavimento com infiltração parcial, onde a água só penetra a camada de rolamento, diminuindo o pico de cheias; e o pavimento de infiltração de controle da qualidade da água, que recolhe o volume inicial da água, onde se encontra a maior parte dos poluentes, diminuindo a concentração desses detritos que vai para bacia hidrográfica.

Para que o pavimento de infiltração total funcione, é preciso ter camadas com altos gradientes hidráulicos. A base geralmente é feita de brita graduada simples (BGS), com agregados maiores para aumentar o número de vazios. Enquanto ao pavimento de infiltração parcial, só a camada de rolamento é drenante. As camadas subsequentes têm um baixo gradiente hidráulico, sendo praticamente impermeáveis. Mas é preciso ter um sistema de drenagem que retire essa água do pavimento poroso. O pavimento com infiltração de controle de água pode ser feito como o CPA comum. Com filtro de areia e uma camada de agregado bem graduada. Detalhe importante é o uso de geotêxtil nas divisões de camadas para não haver colmatção.

As vantagens de se empregar o CPA é a eliminação da hidroplanagem, alta resistência à derrapagem com pavimento molhado, a redução ao efeito de spray pela passagem das rodas em movimento, diminuição do reflexo de luzes e reduz o ruído de

tráfego. Essa pista de rolamento aumenta os coeficientes de aderência para velocidades elevadas.

Segundo AZZOUT (1994, apud VIRGILIIS, 2009, p. 27), os pavimentos permeáveis se caracterizam em quatro tipos: o pavimento pode possuir revestimento drenante ou permeável e ainda ter a função de infiltração ou armazenamento. A figura 13, demonstra esses pavimentos.

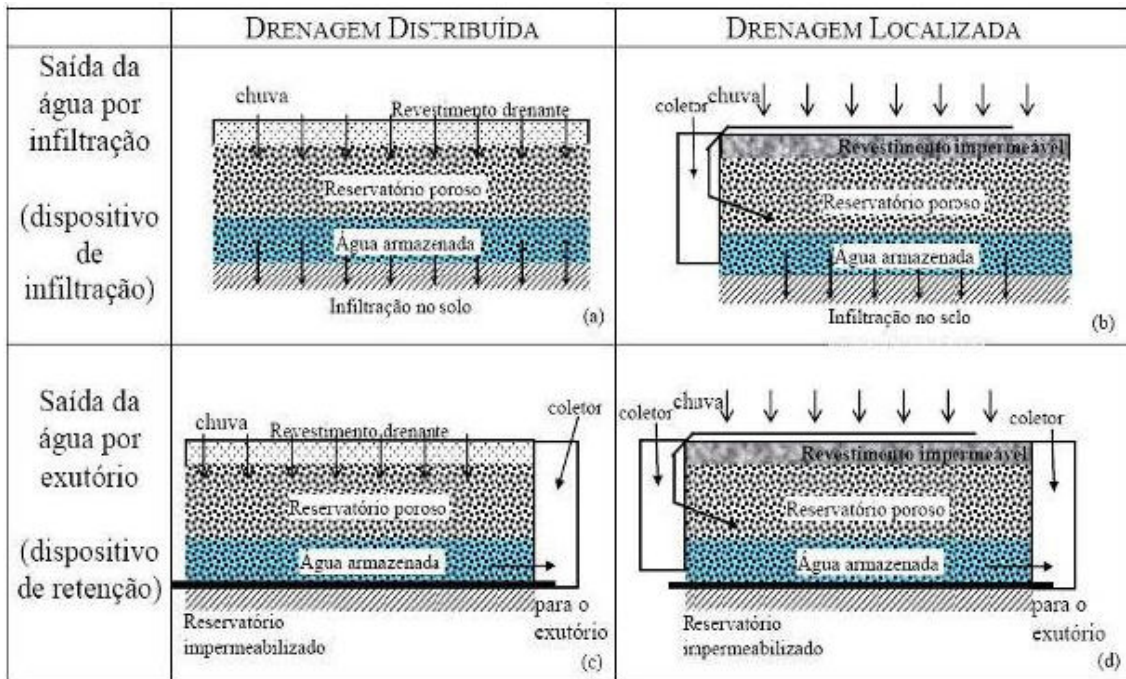


Figura 13: Ilustração dos diferentes tipos de pavimento. Fonte: VIRGILIIS (2009).

Como desvantagens tem-se a colmatção, que é mais lenta por conta do maior teor de vazios, tem baixa durabilidade por conta da oxidação que ocorre através da porosidade, um custo elevado chegando a dobrar se comparado a um revestimento com granulometria mais usual, e não tem função estrutural, sendo obrigatório ser aplicada em uma camada impermeável e bem acabada.

KANDHAL e MALLICK (1998, apud SOUZA, 2008, p. 9) dizem que “um revestimento de CPA pode durar mais de oito anos quando bem projetado e executado”.

3.3.2.2 Distribuição e característica dos agregados em CPA

Como foi dito em sua apresentação, as características dos agregados da Camada Porosa de Asfáltica têm total influência na sua capacidade de vazão. Uma mistura asfáltica convencional tem entre 35 e 50% de agregados de tamanho inferior a 2 e 2,5 mm; entretanto, numa CPA esse valor fica entre 10 e 15% (CASTRO, 2005, apud SOUZA, 2008, p. 10).

DUMKE (2005, apud SOUZA, 2008) analisou um CPA com uma capacidade de maior drenagem, o qual chamava de ALDRE. Nessa mistura asfáltica o percentual de agregado inferior a 2 e 2,5 mm ficou com 6%.

MALLICK (2000, apud SOUZA, 2008, p. 11) reforçam que se obtém melhor desempenho em mistura de CPA com aproximadamente 15% passando na peneira 4,8 mm.

A mistura asfáltica drenante é composto por granulometria grossa e descontínua, que significa ter a curva granulométrica próxima ao limite inferior das faixas especificadas e tem como característica agregados maiores que 4,8 mm. Já granulometria descontínua são aquelas que apresentam uma descontinuidade na curva granulométrica, apresentando deficiência em alguma (as) fração granulométrica, nesse momento ocorrem um patamar quase horizontal.

As figuras 14 e 15 mostram exemplos de granulometrias de misturas asfálticas de CPA e de ALDRE.

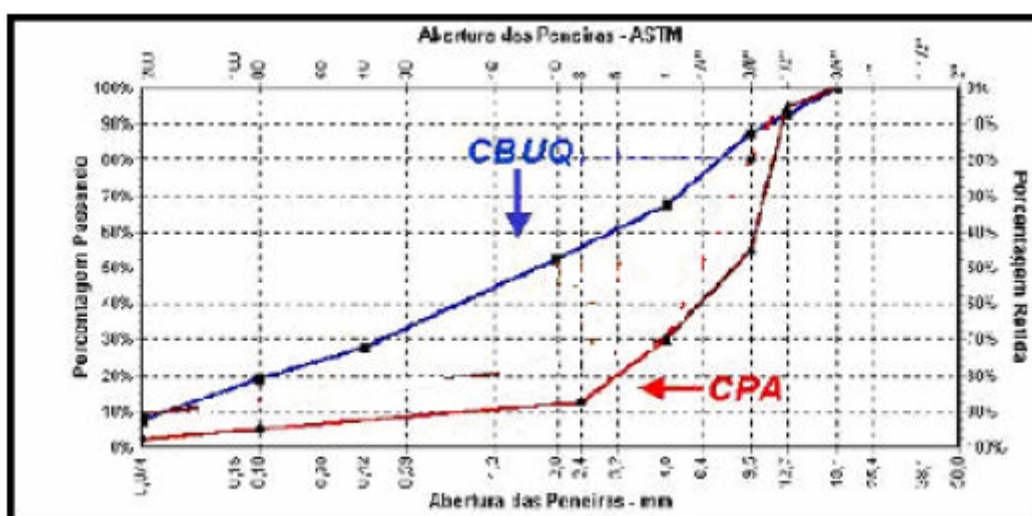


Figura 14: Gráfico demonstrando a distribuição granulométrica do CPA e CBUQ.

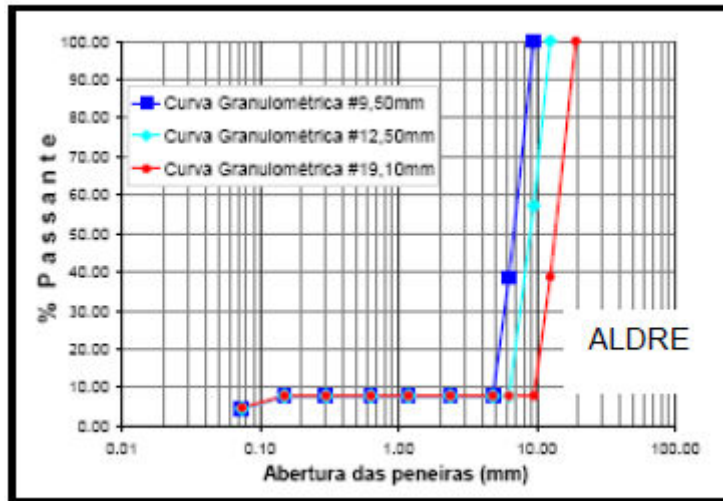


Figura 15: Gráfico demonstrando a distribuição granulométrica do ALDRE.

3.3.2.3 Vazios da mistura asfáltica drenante

O volume de vazios tem como maior importância para a Camada Porosa Asfáltica o escoamento e/ou armazenamento das águas superficiais. Como mostrado na Figura 14, dentro do volume de vazios existe a porosidade efetiva (P_e), que é responsável pela vazão e o armazenamento d'água no interior da massa asfáltica. A P_e tem como característica ser interconectada.

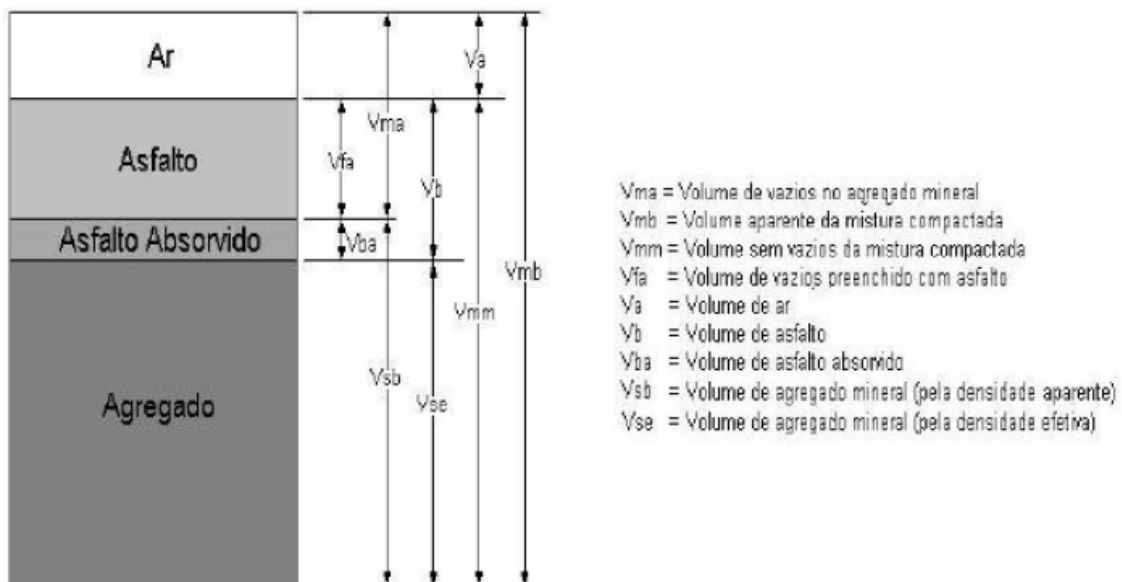


Figura 16: Ilustração da seção do CPA demonstrando os volumes.

A distribuição volumétrica dos componentes da mistura asfáltica pode ser representada pela Figura 14, SOUZA (2008).

Estudos de MOMM e MEURER FILHO (2002, apud SOUZA, 2008, p. 16) mostram ensaios realizados nos quais “brechas” intencionais deixadas na curva granulométrica possibilitam a obtenção de concreto asfáltico drenante com porosidade efetiva superior a 25%.

3.3.2.4 Escoamento da Água em Mistura Asfáltica Drenante

Considerando um fluido incompressível em movimento permanente, onde força, velocidade, pressão e temperatura, independem do tempo, sabemos que a vazão pode ser obtida pela Equação da Continuidade, lembrando que o fluido é água a uma temperatura de 20° C a 25° C.

A equação da continuidade é decorrente da lei da conservação da massa, que nos dá a Equação 3.1.

$$\rho_1 A_1 U_1 - \rho_2 A_2 U_2 = dM(3.1)$$

Considerando o movimento uniforme e incompressível, tem-se a Equação da continuidade:

$$A_1 U_1 = A_2 U_2 = Q = cte(3.2)$$

Onde:

Q: Vazão (L^3/T);

A: Área da seção de escoamento (L^2);

U: Velocidade (L/T).

Sabendo-se que a energia de um escoamento de fluido perfeito também se mantém constante, tem-se:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} = H(3.3)$$

Onde:

z: Carga potencial (L);

p: Pressão no líquido ($MT^{-2}L^{-1}$);

γ : Peso específico do líquido ($MT^{-2}L^{-2}$);

g: Aceleração da gravidade (LT^{-2});

U: Velocidade de escoamento (LT^{-1});

H: Carga total (L).

CARNEIRO (1996, apud SOUZA, 2008, p. 19) diz que pela lei de viscosidade de Newton a tensão tangencial entre dois filetes líquidos e proporcionais ao gradiente de velocidade na direção transversal.

$$T = \mu \frac{dv_y}{dx} (3.6)$$

Sendo:

T: Tensão cisalhante (FL^{-2});

μ : coeficiente de viscosidade ($MT^{-1}L^{-1}$);

V_y : Velocidade na direção y (LT^{-1});

x: distância entre as camadas de líquido (L).

Desse modo, representamos o fluxo da seguinte maneira:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_f (3.7)$$

Sendo h_f perda de carga por atrito (L).

3.4 Drenagem profunda

A drenagem profunda tem por função impedir que a água que advém do lençol freático chegue à estrutura do pavimento. Caso o corpo da estrada se encontre parcialmente em corte e parcialmente em aterro (meia encosta), deve ser garantido que a água de infiltração do lado de montante não influencie com intensidade inadmissível, a capacidade de carga dos solos do subleito e tampouco a estabilidade dos taludes de aterro.

Também são aplicados esses dispositivos na drenagem de taludes naturais com risco de escorregamento quando a sua estabilidade estiver sob a influência negativa de fluxos de água de infiltração. Frequentemente a situação natural desfavorável será ainda mais crítica, quando forem feitos cortes em tais taludes naturais, em aterros sobre terrenos inclinados coesivos e pouco permeáveis ou sobre rocha.

Dos dispositivos desse tema, comentados a seguir, um deles já foi abordado no tópico sobre drenagem sub superficial, caso dos drenos longitudinais.

3.4.1 Drenagem espinha de peixe

Esse tipo de drenagem é para atingir grandes áreas. Para o uso dele, não é preciso a existência da camada de rolamento. São usados em série, em sentido oblíquo em relação ao eixo longitudinal na rodovia. Podem ser feitos com tubos ou não, dependendo da sua profundidade e seu deságüe pode ser livre ou em drenos longitudinais, dependendo de sua localização e do corpo estradal. A Figura 15 ilustra como é organizado o dispositivo.

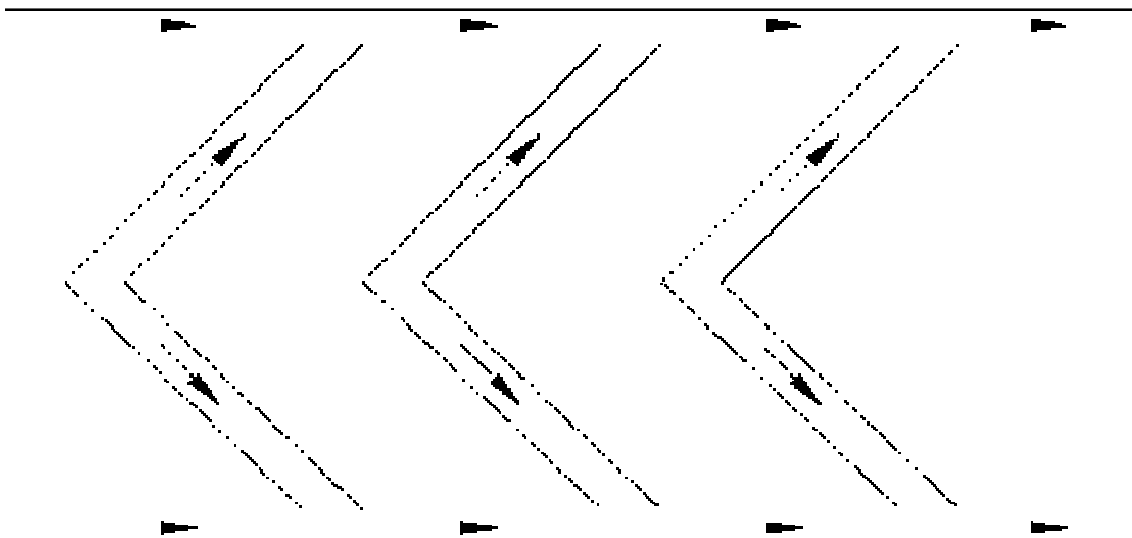


Figura 17: Ilustração do posicionamento da espinha de peixe.

3.4.2 Colchão Drenante

O colchão drenante, que é demonstrado pela figura 16, tem a mesma finalidade do dreno espinha de peixe, porém ele consegue drenar um volume maior. Além dessa diferença, a mudança nesse dispositivo é como o material é arranjado: a água nesse caso é coletada por drenos longitudinais.



Figura 18: Colchão drenante sendo executado.

4.0 ESTUDO DE CASO:

PROJETO DE DRENAGEM PARA RESTAURAÇÃO E DUPLICAÇÃO DA RODOVIA PE-028

O projeto de engenharia para restauração e duplicação da rodovia PE-028, aqui estudado, está situado no Estado de Pernambuco, como descrito nas Figuras 17 e 18, trecho localizado entre Gaibu e Praia de Calhetas, o qual tem por extensão treze quilômetros e quinhentos metros (13,5 km).



Figura 19: Mapa de situação da área de estudo em escala estadual.



Figura 20: Mapa de situação da área de estudo com escala local.

No referido trecho desta via, alguns dispositivos existentes foram demolidos por conta de seu estado físico precário, outros por não atender a demanda da drenagem existente, e outra parcela foi demolida por não compensar a ampliação da capacidade de vazão. Foi feito um registro fotográfico para comprovar a situação da via no Anexo 1. Também ocorreu a demolição por conta da necessidade de implantação de passeio no lado direito e no canteiro central.

Outros dispositivos foram restaurados, para melhor funcionamento.

4.1 ESTUDO HIDROLÓGICO

O estudo hidrológico é necessário para o dimensionamento e adequação dos dispositivos de drenagem. Esses fundamentos servem para avaliação das descargas das bacias que convergem para a área do projeto, por meio do escoamento superficial.

Para identificar as circunstâncias climáticas, pluviométricas e hídricas da área, foram coletados dados climatológicos, pluviométricos e pluviográficos, delimitando as características das bacias.

4.1.1 Pluviometria

Os dados de pluviometria e pluviografia existentes são obtidos a partir do Posto de Engenho Algodoads e Pirapama. A SUDENE (Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste) que gere e opera o posto de Engenho de Algodais. A ANA (Agência Nacional de Águas) é responsável pelo posto de Pirapama e é operado pela CPRM. Dados complementares de posição e período de observação dos postos são apresentados na Tabela 02.

Tabela 02: Dados dos postos de Engenho de Algodais e Pirapama.

Dados do Posto							
Nome	Código	Município	Estado	Latitude	Longitude	Altitude	Período de observação
ENGENHO ALGODOAIS	00834000	Cabo de Santo Agostinho	PE	-8:19:0	-34:59:0	30m	1968-1987
PIRAPAMA	00835138	Cabo de Santo Agostinho	PE	-8:16:45	-35:3:48	30m	1996-2005

Fonte: ANA.

Nota-se que a precipitação média anual é de 1.959,3 mm, a máxima mensal é de 743,1 mm, a média mensal é de 163,1 mm e os dias de chuva por ano é 160,6 dias. Com esses dados também pode-se definir o clima como tropical chuvoso, com o período mais chuvoso em junho e julho, e o mais seco entre outubro e novembro.

As Tabelas 2 a 9 representam as precipitações médias e máximas mensais, além da representação gráfica das curvas de intensidade x duração x tempo de ocorrência para os períodos de 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos.

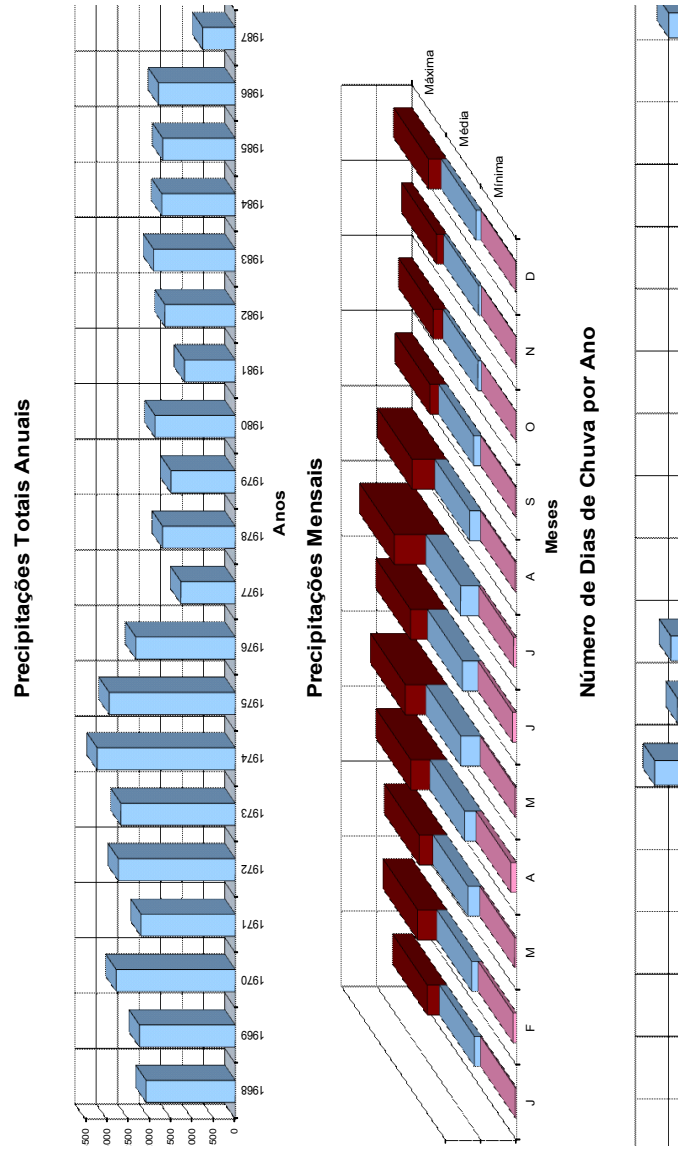


Tabela 04: Histograma de chuva dos dois postos juntos.

Tabela 03: Histograma com precipitações anuais, mensais e número de dias de chuva por ano.

DADOS DO POSTO SELECIONADO

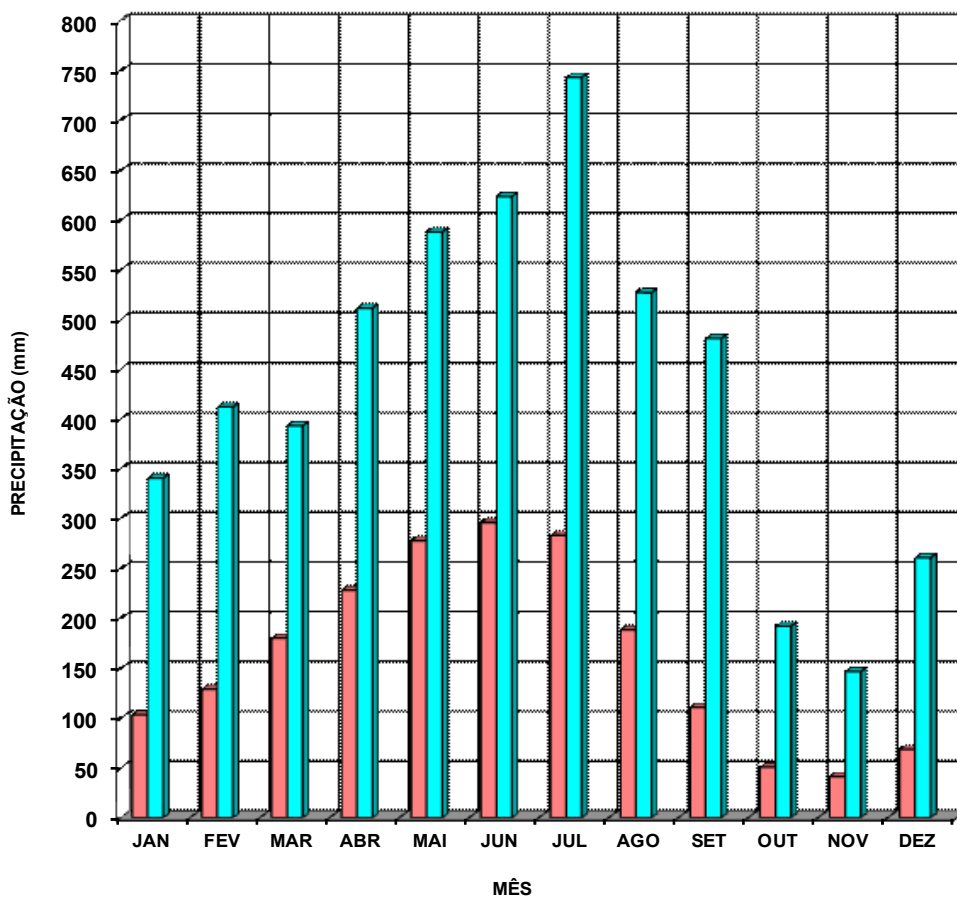
MUNICIPIO	POSTO
CABO DE SANTO AGOSTINHO	ENGENHO ALGODOAIS
CABO DE SANTO AGOSTINHO	PIRAPAMA

PLUVIOMETRIA MENSAL

MÊS	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
MÉDIA	103	129	180	228	278	296	284	188	111	51	41	69
MÁXIM	341	412	393	512	588	624	743	527	481	192	147	261

MÉDIA DOS DIAS DE CHUVA

MÊS	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
MÉDIA	11	11	15	17	19	20	21	16	12	7	6	8



MÉDIA ANUAL : 1959,3 mm

HISTOGRAMA DE CHUVA

EH - 01

Tabela 05: Tabela com valores de frequência com relação ao tempo de retorno. Em destaque o valor usado nos cálculos.

POSTO: 834000 - ENGENHO ALGODOAIS							
POSTO: 835138 - PIRAPAMA							
PERÍODO DE RECORRÊNCIA (Tr, anos)							
N/Tr	5,00	10,0	15,0	20,0	25,0	50,0	100
10	1,058	1,848	2,289	2,606	2,847	3,588	4,323
11	1,034	1,809	2,242	2,553	2,789	3,516	4,238
12	1,013	1,777	2,202	2,509	2,741	3,456	4,166
13	0,996	1,748	2,168	2,470	2,699	3,405	4,105
14	0,981	1,721	2,138	2,437	2,663	3,360	4,052
15	0,967	1,703	2,112	2,410	2,632	3,321	4,005
16	0,955	1,682	2,087	2,379	2,601	3,283	3,959
17	0,943	1,664	2,066	2,355	2,575	3,250	3,921
18	0,934	1,649	2,047	2,335	2,552	3,223	3,888
19	0,924	1,636	2,032	2,317	2,533	3,199	3,860
20	0,919	1,625	2,018	2,302	2,517	3,179	3,836
21	0,911	1,613	2,004	2,286	2,500	3,157	3,810
22	0,905	1,603	1,992	2,272	2,484	3,138	3,787
23	0,899	1,593	1,980	2,259	2,470	3,121	3,766
24	0,893	1,584	1,969	2,247	2,457	3,104	3,747
25	0,888	1,575	1,958	2,235	2,444	3,088	3,729
26	0,883	1,568	1,949	2,224	2,432	3,074	3,711
27	0,879	1,560	1,941	2,215	2,422	3,061	3,696
28	0,874	1,553	1,932	2,205	2,412	3,048	3,681
29	0,870	1,547	1,924	2,196	2,402	3,037	3,667
30	0,866	1,541	1,917	2,188	2,393	3,026	3,653
31	0,863	1,535	1,910	2,180	2,385	3,015	3,641
32	0,860	1,530	1,904	2,173	2,377	3,005	3,629
33	0,856	1,525	1,897	2,166	2,369	2,996	3,618
34	0,853	1,520	1,892	2,160	2,362	2,987	3,608
35	0,851	1,516	1,886	2,152	2,354	2,979	3,598
36	0,848	1,511	1,881	2,147	2,349	2,971	3,588
37	0,845	1,507	1,876	2,142	2,344	2,963	3,579
38	0,843	1,503	1,871	2,137	2,338	2,957	3,571
39	0,840	1,499	1,867	2,131	2,331	2,950	3,563
40	0,838	1,495	1,862	2,126	2,326	2,943	3,554
41	0,836	1,492	1,858	2,121	2,321	2,936	3,547
42	0,834	1,489	1,854	2,117	2,316	2,930	3,539
43	0,832	1,485	1,850	2,112	2,311	2,924	3,532
44	0,830	1,482	1,846	2,108	2,307	2,919	3,526
45	0,828	1,478	1,842	2,104	2,303	2,913	3,519
46	0,826	1,476	1,839	2,100	2,298	2,903	3,513
47	0,824	1,474	1,836	2,096	2,291	2,903	3,507
48	0,823	1,471	1,832	2,093	2,290	2,898	3,501
49	0,821	1,469	1,830	2,090	2,287	2,894	3,496
50	0,820	1,466	1,827	2,086	2,283	2,889	3,490
51	0,818	1,461	1,824	2,083	2,280	2,885	3,486
52	0,817	1,462	1,821	2,080	2,276	2,881	3,481
53	0,815	1,459	1,818	2,077	2,273	2,875	3,474
54	0,814	1,457	1,816	2,074	2,270	2,873	3,471
55	0,813	1,455	1,813	2,071	2,267	2,869	3,467
56	0,812	1,453	1,811	2,069	2,264	2,865	3,462
57	0,810	1,451	1,809	2,063	2,261	2,862	3,458
58	0,809	1,449	1,805	2,064	2,258	2,858	3,454
59	0,808	1,448	1,801	2,061	2,256	2,855	3,450
60	0,807	1,446	1,802	2,059	2,253	2,852	3,446

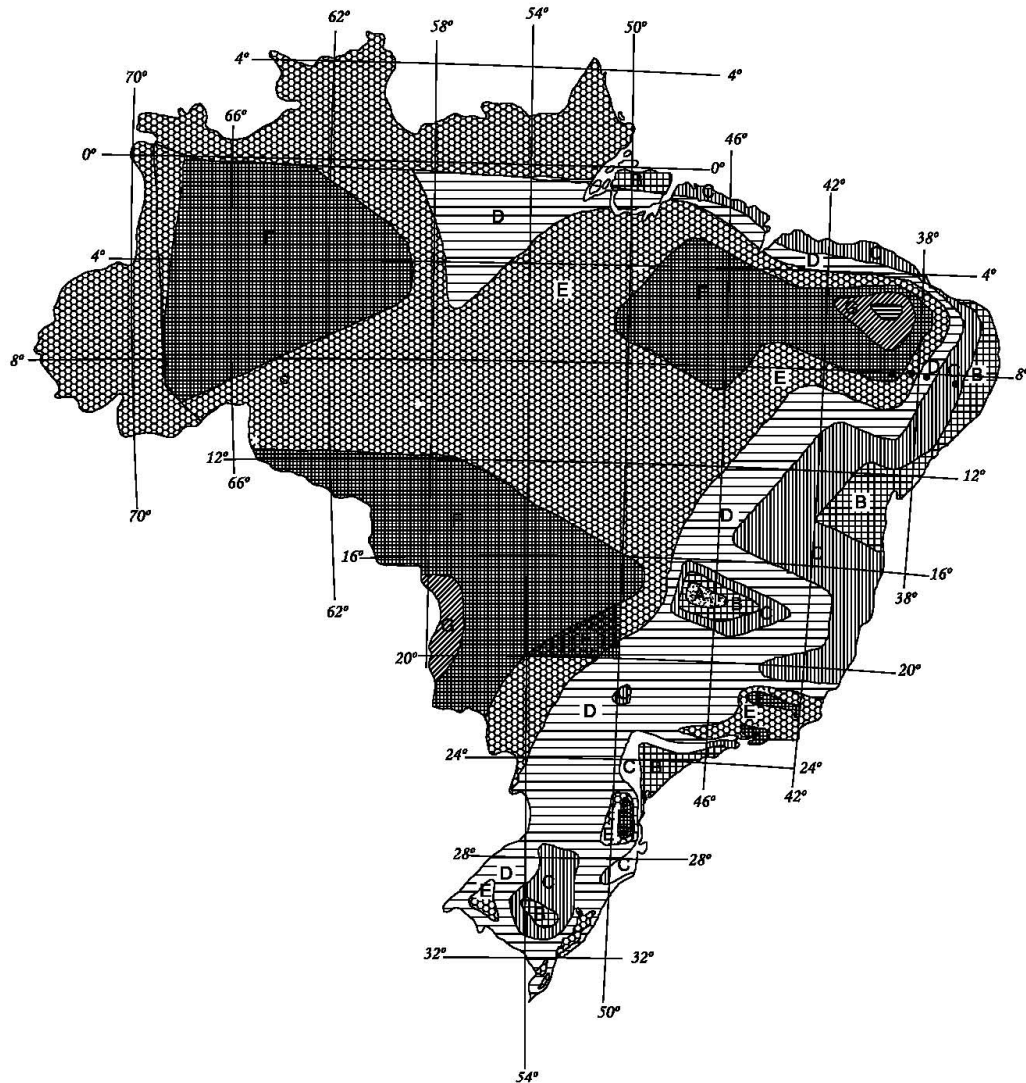
Calculado por M. D. Reid em novembro de 1942, sendo Tr o período de recorrência e N o número de eventos considerados.

TABELA GUMBEL FATORES DE FREQUÊNCIA (K)	EH - 03
--	---------

Tabela 06: Processo estatístico para precipitação com o tempo de retorno desejado através da fórmula de Te Chow.

POSTO : ENGENHO ALGODOAIS		Código 00834000 - ANA		PERÍODO DE OBSERVAÇÃO : 20 anos			
POSTO : PIRAPAMA		Código 00835138 - ANA		PERÍODO DE OBSERVAÇÃO : 10 anos			
ANO	P _i (mm)	M	P _i (decresc.) (mm)	(P _i - \bar{P}) (mm)	(P _i - \bar{P}) ² (mm)	F = M / N+1 (%)	TR = 1/F (ano)
1968	91,2	1	248,6	155,09	24.051,87	3,23	31,00
1969	104,3	2	200,6	107,09	11.467,55	6,45	15,50
1970	248,6	3	158,6	65,09	4.236,27	9,68	10,33
1971	158,6	4	152,9	59,39	3.526,78	12,90	7,75
1972	148,2	5	148,2	54,69	2.990,63	16,13	6,20
1973	132,6	6	132,6	39,09	1.527,77	19,35	5,17
1974	119,5	7	125,4	31,89	1.016,76	22,58	4,43
1975	125,4	8	122,6	29,09	846,03	25,81	3,88
1976	78,8	9	119,5	25,99	675,31	29,03	3,44
1977	25,8	10	114,4	20,89	436,25	32,26	3,10
1978	75,7	11	106,3	12,79	163,50	35,48	2,82
1979	36,4	12	104,3	10,79	116,35	38,71	2,58
1980	46,9	13	97,5	3,99	15,89	41,94	2,38
1981	28,3	14	91,2	-2,31	5,35	45,16	2,21
1982	39,9	15	87,8	-5,71	32,64	48,39	2,07
1983	33,8	16	81,6	-11,91	141,93	51,61	1,94
1984	33,4	17	81,0	-12,51	156,58	54,84	1,82
1985	33,2	18	78,8	-14,71	216,48	58,06	1,72
1986	56,0	19	75,7	-17,81	317,31	61,29	1,63
1987	81,0	20	72,9	-20,61	424,91	64,52	1,55
1996	152,9	21	71,2	-22,31	497,88	67,74	1,48
1997	106,3	22	56,0	-37,51	1.407,25	70,97	1,41
1998	122,6	23	46,9	-46,61	2.172,80	74,19	1,35
1999	72,9	24	39,9	-53,61	2.874,39	77,42	1,29
2000	200,6	25	36,4	-57,11	3.261,93	80,65	1,24
2001	81,6	26	33,8	-59,71	3.565,68	83,87	1,19
2002	87,8	27	33,4	-60,11	3.613,61	87,10	1,15
2003	97,5	28	33,2	-60,31	3.637,70	90,32	1,11
2004	71,2	29	28,3	-65,21	4.252,78	93,55	1,07
2005	114,4	30	25,8	-67,71	4.585,10	96,77	1,03
TOTALS			2.805,4	-	82.235,3	-	-
Fórmula Geral de Ven Te Chow : $P = \bar{P} + k\sigma$							
Determinação da Média das Precipitações Máximas Diárias : $\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^N P_i}{N}$							
Determinação do Desvio Padrão das Precipitações Máximas Diárias : $\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_i - \bar{P})^2}{N - 1}}$							
$\bar{P} = 87,5$ $\sigma = 32,8$							
Valores do Coeficiente k :							
	Tempo de Recorrência (anos)						
T _R	5	10	15	25	50	100	
k	0,866	1,541	1,917	2,393	3,026	3,653	
Determinação da Precipitação pela Fórmula Geral de Ven Te Chow :							
	Tempo de Recorrência (anos)						
T _R	5	10	15	25	50	100	
P	139,6245	175,56825	195,59025	220,93725	254,6445	288,03225	
PROCESSO ESTATÍSTICO							EH - 02

Tabela 07: Tabela para determinação do coeficiente



ZONA	1 HORA / 24 HORAS CHUVA										6 min 24 h CHUVA	
	5	10	15	20	25	30	50	100	1000	10000	5 50	100
A	36,2	35,8	35,6	35,5	35,4	35,3	35,0	34,7	33,6	32,5	70	63
B	38,1	37,8	37,5	37,4	37,3	37,2	36,9	36,6	36,4	34,3	84	75
C	40,1	39,7	39,5	39,3	39,2	39,1	38,8	38,4	37,2	36,0	95	80
D	42,0	41,6	41,4	41,2	41,1	41,0	40,7	40,3	39,0	37,6	112	100
E	44,0	43,6	43,3	43,2	43,0	42,9	42,5	42,2	40,9	39,6	126	112
F	46,0	45,5	45,3	45,1	44,9	44,8	44,5	44,1	42,7	42,3	139	124
G	47,9	47,4	47,2	47,0	46,8	46,4	46,4	46,9	44,5	43,1	154	137
H	49,9	49,4	49,1	48,9	48,8	48,3	48,3	47,8	46,3	44,8	167	149

LEGENDA:

— Localização do Posto Rio Formoso (Rio Formoso) - Cód. 00835044

ISOZONAS DE IGUAL RELAÇÃO

EH - 04

MUNICÍPIO
Cabo de Santo Agostinho
Cabo de Santo Agostinho

Tabela 09: Curvas de precipitação x duração x frequência

DADOS DO POSTO SELECIONADO
OSTO
NÚMERO
LATITUDE
ALGODOAIS
834.000,0
-8:19:0
APAMA
835.138,0
-8:16:45

Tabela 08: Tabelas com precipitações médias, máximas, dias de chuvas e data do dia máximo

ALTITUDE
30m
30m

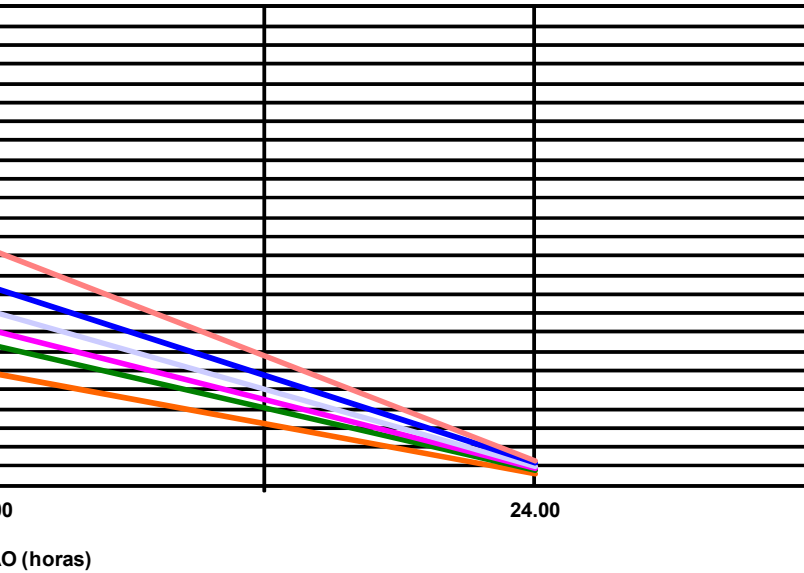
DADOS DE PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA (

Main data table with columns: ANOS, MESES (janeiro to dezembro), and DADOS ANUAIS (Total, Dias de chuva, Máxima, Dia máxima). It includes a graph of rainfall frequency curves for various return periods (TR=2, 5, 10, 15, 25, 50, 100 anos) and durations (0.1h to 24h).

Tabela 10: Curvas de intensidade x duração x frequência

SELECIONADO		
LATITUDE	LONGITUDE	ALTITUDE
-8:19:0	-34:59:0	30m
-8:16:45	-35:3:48	30m

DE CHUVA (mm/h)



— TR=25 anos — TR=50 anos — TR=100 anos

4.1.2 Escoamento Superficial

A determinação do escoamento superficial depende diretamente do coeficiente de “run off”, que nada mais é que uma relação entre a parcela do volume da água que uma calha tem que captar e a quantidade de água precipitada. Para determinação desse fator usa-se os dados da *Tabela 10* que leva em consideração o tipo de solo, a forma da intensidade da ocupação da bacia, as condições da umidade antecedente e a intensidade das precipitações.

Tabela 11: Tabela de determinação do coeficiente de “run off”.

NATUREZA DA SUPERFÍCIE	C
Pavimentação de concreto de cimento ou concreto betuminoso	0,75 a 0,95
Pavimento de macadame betuminoso ou tratamento superficial	0,65 a 0,80
Pavimento de macadame	0,40 a 0,60
Solo arenoso, vegetação cultivada ou leve	0,15 a 0,30
Solo arenoso, mata ou vegetação rasteira densa	0,15 a 0,30
Cascalho desprovido de vegetação ou vegetação rala	0,20 a 0,40

Foi proposto que para períodos de retorno de ordem entre 5 e 10 anos, o “C” não precisa de correção, porém a partir daí esse valor precisa ser corrigido através da Equação 4.1.

$$C_t = 0,8 T^{0,1} C_{10}(4.1)$$

Onde:

C_t = Coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno de T em anos;

C_{10} = Coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno 10 anos (tabela);

T = período de retorno em anos.

4.1.3 Tempo de Concentração

Quando se considera determinada seção de escoamento em uma bacia contribuinte, sempre decorre algum tempo, a contar do início da chuva até que toda a bacia passe a contribuir uniformemente para a seção considerada. Este intervalo inicial se chama tempo de concentração.

O tempo de concentração é ao lado do coeficiente de escoamento superficial, um dos parâmetros fundamentais na aplicação das metodologias de cálculos de vazões de pico por processos indiretos, cuja determinação está também sujeita a imprecisões e incertezas.

A forma mais aceita e, teoricamente, a mais correta de calcular o tempo de concentração é através do método cinemático que recomenda dividir a bacia em N trechos homogêneos e calcular a velocidade de escoamento em cada um deles. O tempo de concentração em minutos será dado pela Equação 4.2:

$$t_c = 1/60 \sum L_i \times V_i(4.2)$$

Onde:

L_i = comprimento de cada trecho homogêneo, em metros.

V_i = velocidade do escoamento no trecho “i”, em m/s.

No caso de áreas urbanas, o tempo de concentração compõe-se de duas parcelas, o tempo de entrada, somado ao tempo de percurso dentro do dispositivo de drenagem, assim temos a Equação 4.3.

$$t_c = t_e + t_p(4.3)$$

Denomina-se tempo de entrada, o tempo gasto pelas águas precipitadas nos pontos mais distantes da bacia considerada, para atingir o primeiro ponto de captação. Os valores mais utilizados nos projetos de drenagem urbana situam-se no intervalo de 5 a 15 minutos.

Denomina-se tempo de percurso, o tempo de escoamento, dentro dos elementos de drenagem, desde o primeiro ponto de captação, até a seção considerada. Esse tempo

pode ser calculado a partir dos parâmetros hidráulicos da rede de drenagem, utilizando como exemplo a fórmula de Manning, o que requer o pré-dimensionamento dessa rede.

O tempo de concentração foi calculado utilizando-se a expressão proposta pelo *California Highways and Public Roads*, a qual aparece reproduzida pela Equação 4.4:

$$t_c = 57 (L^3 / H)^{0,385} \quad (4.4)$$

Onde:

t_c = tempo de concentração, minutos

L = comprimento de talvegue em quilômetros

H = diferença de nível entre o ponto mais afastado da bacia e a seção considerada, em metros.

4.1.4 Período de Recorrência

O período de recorrência estabelecido por análise de frequência indica simplesmente o intervalo médio entre eventos iguais ou maiores que uma dada grandeza, ou a probabilidade de que tal evento ocorrerá em um ano qualquer.

Na previsão de chuvas intensas, o tempo de recorrência corresponde ao número médio de anos, em que uma dada precipitação será igualada ou excedida. Normalmente a escolha do período de recorrência é feita levando-se em conta a importância da obra e o grau de segurança, que se pretende, tendo em vista as condições econômicas financeiras e os inconvenientes que poderão advir da insuficiência da obra em atender às vazões de enchente.

- Microdrenagem, drenagem Superficial – Tempo de retorno 10 anos;
- Canais secundários e galerias de macrodrenagem – Tempo de retorno 25 anos;
- Bueiros Tubulares – Tempo de retorno 15 anos (funcionando como canal) ou 25 anos (funcionando como orifício);
- Bueiros Celulares – Tempo de retorno 25 anos (funcionando como canal) ou 50 anos (funcionando como orifício);
- Calhas de rios e pontes – Tempo de retorno 100 anos.

4.1.5 Método de Dimensionamento das Descargas

Para o projeto em estudo existe várias bacias de portes diferentes, nesse sentido, foram usados os métodos a seguir:

4.1.5.1 Método Racional

Para bacias com áreas inferiores a 10 ha, é recomendada a utilização do Método Racional, que admite como critério básico que o pico da vazão em uma bacia hidrográfica ocorre quando toda a bacia está contribuindo, sob a ação de uma precipitação de intensidade constante e uniformemente distribuída. Essa descarga é regida pela Equação 4.5:

$$Q = C I A / 36(4.5)$$

Onde:

Q = descarga máxima, em m³/s;

C = coeficiente de escoamento;

I = Intensidade de chuvas, cm/h;

A= Área da bacia, em hectares.

O tempo de concentração (tc) é o menor tempo de precipitação necessário para que toda a bacia hidrográfica contribua integralmente para uma determinada seção de controle.

Fisicamente é representado pelo tempo de escoamento entre o ponto mais distante da bacia até a seção de controle considerada.

4.1.5.2 Método Racional Modificado

Para bacias com áreas compreendidas entre 10 e 100 ha (1 km²) também foi empregado o Método Racional, introduzindo-se, porém, uma correção de parâmetros de forma a considerar a desuniformidade prática da distribuição espacial das precipitações.

Normalmente as equações de chuvas intensas são definidas para um ponto e, portanto, para torná-las válidas para aplicação em grandes áreas, faz-se necessário introduzir um fator de correção (fator de dispersão de chuvas), dado por:

$$F = A^{-0,1} \quad (4.6)$$

A Equação 4.6 introduz o fator de correção

$$Q = F \times C \times I \times A / 36$$

4.1.5.3 Método do Hidrograma Triangular Unitário

Para bacias com área superior a 1000 ha (10 km²) foi empregado o Método do Hidrograma Triangular Unitário (HTU).

A substituição da hidrógrafa curvilínea representativa de um escoamento, por uma triangular, para áreas até 2.500 km², é feita na prática sem maiores prejuízos e com apreciável economia de tempo para os cálculos necessários.

Os parâmetros do HTU para uma chuva efetiva (R) estão dispostos nas Equações 4.7 a 4.11

$$Q_p = 2,08 A/T_p \quad (4.7)$$

$$D = 0,2 T_c \quad (4.8)$$

$$T_p = D/2 + 0,6 T_c \quad (4.9)$$

$$T_r = 1,67 T_p \quad (4.10)$$

$$T_b = 2,67 T_p \quad (4.11)$$

Onde:

R = chuva efetiva, em cm;

Q_p = descarga de pico, em m³/s/cm;

A = área da bacia hidrográfica, em km²;

D = duração da chuva, em hora;

T_c = tempo de concentração, em hora;

T_p = tempo de pico, em hora;

T_r = tempo de recessão, em hora;

T_b = tempo de base, em hora.

Os tempos de concentração também foram calculados pela fórmula proposta pelo Califórnia Highways and Public Roads. Para as bacias com áreas $A > 10 \text{ km}^2$, a influência da distribuição da chuva foi considerada utilizando-se a relação (chuva na área / chuva pontual) dada pela Equação 4.12, uma fórmula empírica proposta por Jaime Taborga Torrico em sua publicação “Práticas Hidrológicas”.

$$P/P_o = 1 - w \log A/A_o \quad (4.12)$$

Onde:

P = precipitação média sobre a bacia

P_o = precipitação pontual no centro de gravidade da bacia

W = fator regional, função das relações chuva/área/tempo de duração;

A = área da bacia

A_o = área base, na qual $P=P_o$ (Considerou-se $A_o = 25 \text{ km}^2$)

No Brasil, as pesquisas realizadas mostraram que o valor médio de W é de 0,10 quando $25 \text{ km}^2 \leq A \leq 2500 \text{ km}^2$ e $1 \text{ h} \leq D \leq 48 \text{ h}$. Logo:

$$P/P_o = 1 - 0,10 \log A/A_o \quad (4.13)$$

Para a determinação da chuva efetiva será utilizada o Método do Soil Conservation Service, que obteve a Equação 4.14, na qual um dos parâmetros define o complexo solo-vegetação.

$$R = (P - 5080 / N + 50,8)^2 / P + 20320 / N - 203,2 \quad (4.14)$$

Onde:

R = chuva efetiva, mm;

P = precipitação, em mm;

N = número de deflúvio que define o complexo hidrológico solo – vegetação

4.2 PROJETO DE DRENAGEM E OBRAS DE ARTES CORRENTES

O projeto de drenagem teve como objetivo implantar um sistema eficaz de drenagem superficial, prolongar as obras de arte correntes existentes e inserir novas obras que for necessário para melhor funcionamento do princípio da drenagem.

Foi elaborado com dados baseados no estudo hidrológico, projeto geométrico e cadastros de campo.

4.2.1 Drenagem Superficial

Os dispositivos usados para a drenagem superficial estão elencados a seguir:

- Valeta de proteção de aterro tipo VPA-03 (DNIT 018/2006-ES);
- Valeta de proteção de corte tipo VPC-04 (DNIT 018/2006-ES);
- Sarjetas de concreto tipo SCC-04 e STC-02 (DNIT 018/2006-ES);
- Sarjeta de concreto tipo STC-04 (DNIT 018/2006-ES);
- Meios fios tipos MFC-01 (DNIT 020/2006-ES);
- Entrada d'água tipos EDA-01 e EDA-02 (DNIT 021/2004-ES);
- Descidas d'água tipo DAR-02 (DNIT 021/2004-ES);
- Descidas d'água tipos DAD-02 e DAD-06 (DNIT 021/2004-ES);
- Descidas d'água tipo DCD-02 (DNIT 021/2004-ES);
- Dissipador de energia tipos DEB-02 e DEB-04 (DNIT 022/2006-ES);
- Canaleta com tampa vazada (DNIT 021/2004-ES);
- Canaleta de tampa vazada e abertura lateral (DNIT 021/2004-ES).

4.2.2 Dimensionamento hidráulico

Neste item estão apresentadas as metodologias e as ferramentas utilizadas no dimensionamento hidráulico dos dispositivos de drenagem superficial projetados.

As metodologias adotadas integram o Manual de Drenagem de Rodovias, do DNIT – Edição de 2006 (DNIT, 2006).

Estão sendo contemplados os seguintes tipos de dispositivos:

- Valetas de proteção de aterro e de corte
- Sarjetas de pé de corte e de bermas de equilíbrio
- Meio-fio
- Canaleta com tampa vazada
- Canaleta de Tampa Vazada e Abertura Lateral
- Entradas d'água
- Descidas d'água
- Dissipadores de energia

4.2.2.1 Valetas de proteção de Aterro e Corte, Sarjetas de Pé de Corte e de bermas de equilíbrio, Meios-fios, Canaleta com tampa vazada e abertura lateral

Para esse dimensionamento hidráulico houve primeiro a necessidade de calcular a descarga de projeto, de acordo com o Método Racional, usando a fórmula 4.6.

O valor do coeficiente de escoamento superficial não pode ser retirado diretamente da tabela, já que a área de contribuição é formada por superfícies diferentes. Para solucionar essa heterogeneidade foi usada uma média ponderada dos valores de coeficientes, usando como peso as respectivas larguras dos implúvios. Logo ficamos com a seguinte equação para a constante:

$$c = \frac{L_1 \times C_1 + L_2 \times C_2 + \dots + L_n \times C_n}{\sum_1^n L} \quad (4.15)$$

Sendo,

L1 = faixa da plataforma da rodovia que contribui para o dispositivo considerado;

L2 = largura da projeção horizontal equivalente do talude;

L3 = largura do terreno natural;

C1 = coeficiente de escoamento superficial da plataforma da rodovia;

C2 = coeficiente de escoamento superficial do talude;

C3 = coeficiente de escoamento superficial do terreno natural.

Após a determinação da vazão de contribuição, há a necessidade de determinar a vazão dos dispositivos que é determinada pela fórmula de Manning, associada à equação da continuidade.

$$V = \frac{R^{2/3} \times I^{1/2}}{n} \text{ e } Q = A \times V(4.16)$$

Sendo:

V = velocidade de escoamento da água, em m/s;

R = raio hidráulico, em m;

I = declividade longitudinal do dispositivo, em m/m;

N = coeficiente de rugosidade de Manning, considerado como sendo igual a 0,017 (dispositivo revestido em concreto);

Q = vazão máxima permissível, em m³/s;

A = área da seção molhada, em m².

Igualando as equações do Método Racional e a Fórmula de Mannig, e considerando a área de implúvio como $A = L \times d$, temos a seguinte equação:

$$d = 36 \times 10^4 \times \frac{A \times R^{2/3} \times I^{1/2}}{C \times i \times L \times n}(4.17)$$

Dessa forma só teremos uma única variável existente que é a declividade longitudinal. Determinando-se o comprimento crítico e estabelecendo a velocidade de escoamento para este comprimento, é comparada a velocidade limite de erosão do material utilizado no revestimento adotado para o dispositivo.

Os dimensionamentos hidráulicos dos meios-fios, canaletas com tampa vazada e abertura lateral, consistiram na máxima extensão admissível do meio-fio, para que não ocorresse transbordamento. O cálculo realizado é o mesmo feito para sarjetas de pé de corte.

Para vencer os trechos extensos e muito altos de aterro onde os meios-fios não seriam suficientes foram escolhidas as valetas de proteção de aterro do tipo VPA-03. Foram projetadas também no pé dos aterros, nos segmentos em que o terreno natural apresentou declividade transversal no sentido da rodovia.

Tabela 12: Estudo de capacidade hidráulica da valeta de proteção de aterro tipo VPA-04.

TIPO DE DISPOSITIVO:		Valeta de Proteção em Aterro Tipo VPA-04 do DNIT															
TIPO DE REVESTIMENTO:		Concreto sem acabamento (n = 0,017)															
SITUAÇÃO DA PLATAFORMA:		Pistas Projetadas															
SEÇÃO TIPO																	
DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE CONTRIBUIÇÃO																	
Cálculo do coeficiente de escoamento superficial																	
C1 (coeficiente de escoamento superficial da plataforma)	0,80	L1 (largura da plataforma)	0,00														
C2 (coeficiente de escoamento superficial do talude)	0,50	L2 (largura da projeção horizontal do talude)	0,00														
C3 (coeficiente de escoamento superficial do ter. natural)	0,40	L3 (largura do terreno natural)	30,00														
C (coeficiente de escoamento superficial adotado)	0,40	L (total)	30,00														
i (intensidade de chuva para TR=10anos e tc=5 minutos)	16,22																
A área da contribuição = (L1 + L2 +L3) * d (extensão)	30 d																
Qp (Vazão de contribuição)	0,00054 d																
CAPACIDADE DE VAZÃO DO DISPOSITIVO																	
A (área da seção de vazão do dispositivo)	0,27																
P (perímetro molhado da seção de vazão do dispositivo)	1,45																
R (raio hidráulico da seção de vazão do dispositivo)	0,19	$R^{2/3} = 0,33$															
n (coeficiente de rugosidade de Manning)	0,017																
I (declividade longitudinal do local de instalação)	variável																
Qc (Capacidade de vazão)	$5,24 I^{1/2}$																
Fazendo $Q_p = Q_c$, tem-se $d = 9704 I^{1/2}$																	
DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO CRÍTICO (d) E DA VELOCIDADE DE ESCOAMENTO (V)																	
I	1,7	2,0	2,8	3,2	3,4	4,1	4,3	4,9	5,1	5,3	5,7	5,8	6,3	6,5	6,9	7,2	7,4
$I^{1/2}$	0,13	0,14	0,17	0,18	0,19	0,2	0,21	0,22	0,23	0,23	0,24	0,24	0,25	0,25	0,26	0,27	0,27
d	1262	1359	1650	1747	1844	1941	2038	2135	2232	2232	2329	2329	2426	2426	2523	2620	2620
V	2,52	2,72	3,3	3,49	3,69	3,88	4,08	4,27	4,46	4,46	4,66	4,66	4,85	4,85	5,05	5,24	5,24

As valetas de proteção de corte serão do tipo VPC-04 e foram projetadas para todos os segmentos de cortes apresentando altura superior a 3,0 metros e caimento no sentido da rodovia, devido aos materiais constituintes dos cortes serem susceptíveis à

erosões e escorregamentos, nos trechos de pistas projetadas, e para manutenção da drenagem de alguns cortes na pista existente.

As sarjetas para as bermas de equilíbrio serão do tipo STC-04 e foram projetadas ao longo de todas as bermas de equilíbrio de cortes e aterros previstos pelo projeto. Farão conexão com descidas d'água em degraus, valetas de corte e aterro ou com o próprio terreno natural.

Tabela 13: Estudo de capacidade Hidráulica da sarjeta de corte tipo STC-04

TIPO DE DISPOSITIVO:		Sarjeta para Bermas de Cortes e Aterros Tipo STC-04 do DNIT															
TIPO DE REVESTIMENTO:		Concreto sem acabamento (n= 0,017)															
SITUAÇÃO DA PLATAFORMA:		Pistas Projetadas															
SEÇÃO TIPO																	
DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE CONTRIBUIÇÃO																	
Cálculo do coeficiente de escoamento superficial																	
C1 (coeficiente de escoamento superficial da plataforma)	0,00	L1 (largura da plataforma)	0,00														
C2 (coeficiente de escoamento superficial do talude)	0,50	L2 (largura da projeção horizontal do talude)	12,00														
C3 (coeficiente de escoamento superficial do ter. natural)	0,00	L3 (largura do terreno natural)	0,00														
C (coeficiente de escoamento superficial adotado)	0,50	L (total)	12,00														
i (intensidade de chuva para TR=10anos e tc=5 minutos)	16,22																
A área da contribuição = (L1 + L2 +L3) *d (extensão)		12 d															
Qp (Vazão de contribuição)		0,00027 d															
CAPACIDADE DE VAZÃO DO DISPOSITIVO																	
A (área da seção de vazão do dispositivo)	0,07																
P (perímetro molhado da seção de vazão do dispositivo)	0,82																
R (raio hidráulico da seção de vazão do dispositivo)	0,09	$R^{2/3} = 0,2$															
n (coeficiente de rugosidade de Manning)	0,017																
I (declividade longitudinal do local de instalação)	variável																
Qc (Capacidade de vazão)		$0,82 I^{1/2}$															
Fazendo Qp = Qc, tem-se d = $3037 I^{1/2}$																	
DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO CRÍTICO (d) E DA VELOCIDADE DE ESCOAMENTO (V)																	
I	0,1	0,2	0,5	1,0	1,4	1,5	2,0	2,5	2,9	3,0	3,5	4,0	4,5	4,7	5,0	5,8	6,0
$I^{1/2}$	0,03	0,05	0,07	0,1	0,12	0,12	0,14	0,16	0,17	0,17	0,19	0,2	0,21	0,22	0,22	0,24	0,24
d	91	152	213	304	364	364	425	486	516	516	577	607	638	668	668	729	729
V	0,35	0,59	0,82	1,18	1,41	1,41	1,65	1,88	2,00	2,00	2,24	2,35	2,47	2,59	2,59	2,82	2,82

As sarjetas de canteiro central serão dos tipos SCC-04 e foram projetadas nos canteiros das interseções e retornos

Tabela 14: Estudo de capacidade Hidráulica de sarjeta de canteiro central tipo SCC-04.

TIPO DE DISPOSITIVO:	Sarjeta de Canteiro Central Tipo SCC-04 do DNIT																
TIPO DE REVESTIMENTO:	Concreto sem acabamento (n= 0,017)																
SITUAÇÃO DA PLATAFORMA:	Pistas Projetadas																
SEÇÃO TIPO																	
DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE CONTRIBUIÇÃO																	
Cálculo do coeficiente de escoamento superficial																	
C1 (coeficiente de escoamento superficial da plataforma)	0,80	L1 (largura da plataforma)	12,00														
C2 (coeficiente de escoamento superficial do talude)	0,00	L2 (largura da projeção horizontal do talude)	0,00														
C3 (coeficiente de escoamento superficial do ter. natural)	0,00	L3 (largura do terreno natural)	0,00														
C (coeficiente de escoamento superficial adotado)	0,80	L (total)	12,00														
i (intensidade de chuva para TR=10anos e tc=5 minutos)	16,22																
A área da contribuição = (L1 + L2 + L3) * d (extensão)	12 d																
Qp (Vazão de contribuição)	0,00043 d																
CAPACIDADE DE VAZÃO DO DISPOSITIVO																	
A (área da seção de vazão do dispositivo)	0,37																
P (perímetro molhado da seção de vazão do dispositivo)	1,69																
R (raio hidráulico da seção de vazão do dispositivo)	0,22	$R^{2/3} = 0,36$															
n (coeficiente de rugosidade de Manning)	0,017																
l (declividade longitudinal do local de instalação)	variável																
Qc (Capacidade de vazão)	$7,78 l^{1/2}$																
Fazendo $Q_p = Q_c$, tem-se $d = 18093 l^{1/2}$																	
DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO CRÍTICO (d) E DA VELOCIDADE DE ESCOAMENTO (V)																	
l	0,0	0,1	0,8	1,3	1,5	2,0	2,4	3,2	3,5	3,9	4,6	4,9	5,1	5,7	6,2	6,7	7,1
$l^{1/2}$	0,01	0,03	0,09	0,11	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,2	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27
d	181	543	1628	1990	2171	2533	2895	3257	3438	3619	3800	3980	4161	4342	4523	4704	4885
V	0,21	0,64	1,91	2,33	2,54	2,96	3,39	3,81	4,02	4,24	4,45	4,66	4,87	5,08	5,29	5,51	5,72

As canaletas foram projetadas para coletar as águas superficiais da pista de rolamento e passeios. Deverão ser implantadas ao longo dos passeios e canteiro central.

Tabela 15: Estudo de capacidade Hidráulica de canaleta com cobertura lateral.

TIPO DE DISPOSITIVO:	Canaleta com abertura lateral																
TIPO DE REVESTIMENTO:	Concreto sem acabamento ($n=0,017$)																
SITUAÇÃO DA PLATAFORMA:	Pistas Projetadas (em curva)																
SEÇÃO TIPO																	
DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE CONTRIBUIÇÃO																	
Cálculo do coeficiente de escoamento superficial																	
C1 (coeficiente de escoamento superficial da plataforma)	0,80	L1 (largura da plataforma)	16,20														
C2 (coeficiente de escoamento superficial do talude)	0,00	L2 (largura da projeção horizontal do talude)	0,00														
C3 (coeficiente de escoamento superficial do ter. natural)	0,00	L3 (largura do terreno natural)	0,00														
C (coeficiente de escoamento superficial adotado)	0,80	L (total)	16,20														
i (intensidade de chuva para TR=10anos e tc=5 minutos)	16,22																
A área da contribuição = $(L1 + L2 + L3) \cdot d$ (extensão)	16 d																
Qp (Vazão de contribuição)	0,00058 d																
CAPACIDADE DE VAZÃO DO DISPOSITIVO																	
A (área da seção de vazão do dispositivo)	0,09																
P (perímetro molhado da seção de vazão do dispositivo)	0,90																
R (raio hidráulico da seção de vazão do dispositivo)	0,10	$R^{2/3} = 0,22$															
n (coeficiente de rugosidade de Manning)	0,02																
l (declividade longitudinal do local de instalação)	variável																
Qc (Capacidade de vazão)	$1,16 l^{1/2}$																
Fazendo $Qp = Qc$, tem-se $d = 2000 l^{1/2}$																	
DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO CRÍTICO (d) E DA VELOCIDADE DE ESCOAMENTO (V)																	
l	0,3	1,3	2,8	3,2	3,4	4,0	4,3	4,9	5,0	5,5	5,7	6,0	6,3	6,5	7,0	7,2	7,4
$l^{1/2}$	0,06	0,11	0,17	0,18	0,19	0,2	0,21	0,22	0,22	0,23	0,24	0,24	0,25	0,25	0,26	0,27	0,27
d	120	220	340	360	380	400	420	440	440	460	480	480	500	500	520	540	540
V	0,78	1,42	2,20	2,33	2,46	2,59	2,72	2,85	2,85	2,98	3,11	3,11	3,24	3,24	3,36	3,49	3,49

Tabela 16: Estudo de capacidade Hidráulica de canaleta com tampa vazada e abertura lateral.

TIPO DE DISPOSITIVO:	Canaleta com Abertura Lateral e Tampa Vazada																
TIPO DE REVESTIMENTO:	Concreto sem acabamento (n= 0,017)																
SITUAÇÃO DA PLATAFORMA:	Pistas Projetadas (tangente e em curva)																
SEÇÃO TIPO																	
DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE CONTRIBUIÇÃO																	
Cálculo do coeficiente de escoamento superficial																	
C1 (coeficiente de escoamento superficial da plataforma)	0,90	L1 (largura da plataforma)	16,20														
C2 (coeficiente de escoamento superficial do talude)	0,00	L2 (largura da projeção horizontal do talude)	0,00														
C3 (coeficiente de escoamento superficial do ter. natural)	0,00	L3 (largura do terreno natural)	0,00														
C (coeficiente de escoamento superficial adotado)	0,90	L (total)	16,20														
i (intensidade de chuva para TR=10anos e tc=5 minutos)	14,56																
A área da contribuição = (L1 + L2 +L3) *d (extensão)	16 d																
Qp (Vazão de contribuição)	0,00059 d																
CAPACIDADE DE VAZÃO DO DISPOSITIVO																	
A (área da seção de vazão do dispositivo)	0,08																
P (perímetro molhado da seção de vazão do dispositivo)	1,00																
R (raio hidráulico da seção de vazão do dispositivo)	0,08 $R^{2/3} = 0,19$																
n (coeficiente de rugosidade de Manning)	0,02																
l (declividade longitudinal do local de instalação)	variável																
Qc (Capacidade de vazão)	$0,89 l^{1/2}$																
Fazendo $Q_p = Q_c$, tem-se $d = 1508 l^{1/2}$																	
DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO CRÍTICO (d) E DA VELOCIDADE DE ESCOAMENTO (v)																	
l	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	0,8	1,0	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	5,3	6,0	6,5	7,0
$l^{1/2}$	0,07	0,10	0,12	0,14	0,16	0,09	0,1	0,14	0,16	0,17	0,19	0,2	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26
d	106	151	181	211	241	136	151	211	241	256	287	302	332	347	362	377	392
v	0,78	1,12	1,34	1,56	1,79	1,01	1,12	1,56	1,79	1,90	2,12	2,24	2,46	2,57	2,68	2,79	2,91

Os meios-fios serão do tipo MFC-01 e foram projetados ao longo dos trechos.

Tabela 17: Estudo de capacidade Hidráulica do meio-fio tipo MFC-01

TIPO DE DISPOSITIVO: Meio-fio tipo MFC-01 do DNIT																	
TIPO DE REVESTIMENTO: Concreto sem acabamento (n= 0,017)																	
SITUAÇÃO DA PLATAFORMA: Pistas Projetadas																	
VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DO DISPOSITIVO		SEÇÃO TIPO															
Condição para utilização de meios-fios	$V_{*bp} > V_{*c}$																
V_{*bp} (velocidade de erosão na borda da plataforma)	0,018																
V_{*c} (velocidade de erosão do material do aterro -tabela)	0,016																
I (declividade da reta de maior declive)	58,82																
K (coeficiente de rugosidade de Strickler)	0,80																
c (coeficiente de escoamento superficial)	16,22																
i (intensidade de chuva)	10,70																
L (largura do implúvio)	3,00																
α (declividade transversal da plataforma)	10,70																
β (declividade longitudinal da rodovia)	3,00																
DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE CONTRIBUIÇÃO																	
Cálculo do coeficiente de escoamento superficial																	
C1 (coeficiente de escoamento superficial da plataforma)	0,80	L1 (largura da plataforma)	10,70														
C2 (coeficiente de escoamento superficial do talude)	0,00	L2 (largura da projeção horizontal do talude)	0,00														
C3 (coeficiente de escoamento superficial do ter. natural)	0,00	L3 (largura do terreno natural)	0,00														
C (coeficiente de escoamento superficial adotado)	0,80	L (largura do implúvio)	10,70														
i (intensidade de chuva para TR=10anos e tc=5 minutos)	16,22																
A área da contribuição = (L1 + L2 + L3) *d (extensão)	10,7 d																
Qp (Vazão de contribuição)	0,00039 d																
CAPACIDADE DE VAZÃO DO DISPOSITIVO																	
A (área da seção de vazão do dispositivo)	0,03																
P (perímetro molhado da seção de vazão do dispositivo)	0,60																
R (raio hidráulico da seção de vazão do dispositivo)	0,04	$R^{2/3} = 0,12$															
n (coeficiente de rugosidade de Manning)	0,017																
I (declividade longitudinal do local de instalação)	variável																
Qc (Capacidade de vazão)	$0,177 I^{1/2}$																
Fazendo Qp = Qc, tem-se d = $453 I^{1/2}$																	
DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO CRÍTICO (d) E DA VELOCIDADE DE ESCOAMENTO (V)																	
I	1,0	2,0	2,8	3,2	3,4	4,1	4,3	4,9	5,1	5,3	5,7	5,8	6,3	6,5	6,9	7,2	7,4
$I^{1/2}$	0,1	0,14	0,17	0,18	0,19	0,2	0,21	0,22	0,23	0,23	0,24	0,24	0,25	0,25	0,26	0,27	0,27
d	45	63	77	82	86	91	95	100	104	104	109	109	113	113	118	122	122
V	0,71	0,99	1,20	1,27	1,34	1,41	1,48	1,55	1,62	1,62	1,69	1,69	1,76	1,76	1,84	1,91	1,91

As sarjetas de pé de corte serão dos tipos STC-02 projetadas ao longo dos trechos em cortes.

Tabela 18: Estudo de capacidade Hidráulica da sarjeta de corte tipo STC-02

TIPO DE DISPOSITIVO:	Sarjeta de Corte Tipo STC-02 do DNIT																
TIPO DE REVESTIMENTO:	Concreto sem acabamento (n= 0,017)																
SITUAÇÃO DA PLATAFORMA:	Pistas Projetadas																
SEÇÃO TIPO																	
DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE CONTRIBUIÇÃO																	
Cálculo do coeficiente de escoamento superficial																	
C1 (coeficiente de escoamento superficial da plataforma)	0,80	L1 (largura da plataforma)	10,70														
C2 (coeficiente de escoamento superficial do talude)	0,50	L2 (largura da projeção horizontal do talude)	0,00														
C3 (coeficiente de escoamento superficial do ter. natural)	0,40	L3 (largura do terreno natural)	0,00														
C (coeficiente de escoamento superficial adotado)	0,80	L (total)	10,70														
i (intensidade de chuva para TR= 10anos e tc= 5 minutos)	16,22																
A área da contribuição = (L1 + L2 +L3) *d (extensão)		11 d															
Qp (Vazão de contribuição)		0,00039 d															
CAPACIDADE DE VAZÃO DO DISPOSITIVO																	
A (área da seção de vazão do dispositivo)	0,15																
P (perímetro molhado da seção de vazão do dispositivo)	1,19																
R (raio hidráulico da seção de vazão do dispositivo)	0,13	$R^{2/3} = 0,26$															
n (coeficiente de rugosidade de Manning)	0,017																
I (declividade longitudinal do local de instalação)	variável																
Qo (Capacidade de vazão)		2,29 I^{1/2}															
Fazendo Qp = Qo, tem-se d = 5872 I ^{1/2}																	
DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO CRÍTICO (d) E DA VELOCIDADE DE ESCOAMENTO (V)																	
I	0,0	0,1	0,8	1,3	1,5	2,0	2,4	3,2	3,5	3,9	4,6	4,9	5,1	5,7	6,2	6,7	7,1
I ^{1/2}	0,01	0,03	0,09	0,11	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,2	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27
d	59	176	528	646	705	822	940	1057	1116	1174	1233	1292	1351	1409	1468	1527	1585
V	0,15	0,46	1,38	1,68	1,84	2,14	2,45	2,75	2,91	3,06	3,21	3,36	3,52	3,67	3,82	3,98	4,13

4.2.2.2 Entradas D'água

O dimensionamento hidráulico das entradas d'água foi feito com base no que o dispositivo é capaz de suportar de descarga que advém dos meios-fios. Sendo assim, foi utilizada a seguinte fórmula:

$$L = \frac{Q}{K x Y x \sqrt{g+Y}}(4.18)$$

Sendo:

L = comprimento da abertura no meio-fio ou largura da entrada d'água, de modo a interceptar todo o fluxo, em m;

Q = descarga afluyente do meio-fio, em m³/s;

g = aceleração da gravidade, em m/s²;

Y = altura do fluxo no meio-fio, em m.

Para permitir o deságue das águas da plataforma nos trechos onde foram projetados meios-fios, foram projetados dispositivos compostos por entradas d'água dos tipos EDA-01 (para greide contínuo) e EDA-02 (para pontos de inflexão do greide).

4.2.2.3 Descidas D'água

O dimensionamento hidráulico das descidas d'água foi feito com a seguinte fórmula:

$$Q = 2,07 x L^{0,9} x H^{1,6}(4.19)$$

Sendo:

Q = descarga de projeto a ser conduzida pela descida d'água, em m³/s;

L = largura da descida, em m;

H = altura do fluxo no interior da descida d'água, em m.

Com o valor de descarga podemos ter a velocidade de escoamento no pé da descida d'água através da equação da continuidade. Com esse valor podemos dimensionar a bacia de amortecimento e indicar, ou não, a necessidade do projeto de dissipadores de energia.

Para permitir o deságue das águas da plataforma nos trechos onde foram projetados meios-fios foram projetadas descida d'água do tipo DAR-03 e dissipadores de energia do tipo DEB-01. Também foram previstas descidas d'água de aterros em degraus dos tipos DAD-02. Farão conexão com o terreno natural, onde foram projetados dissipadores de energia dos tipos DEB-02, com a finalidade de evitar processos de erosão.

4.2.2.4 Dissipadores de Energia

O dimensionamento hidráulico dos dissipadores de energia foi feito através da velocidade de escoamento e da altura do fluxo afluyente. Para tal ação foi determinado o número de Froude com a seguinte fórmula

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot Y_1}} (4.20)$$

Sendo:

F1 = número de Froude;

V1 = velocidade do fluxo afluyente à bacia, m/s;

Y1 = altura do fluxo afluyente à bacia, em m;

g = aceleração da gravidade, em m/s².

Depois é determinada a altura do fluxo na saída da bacia de amortecimento, com a seguinte fórmula:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \times \left(\sqrt{1 + 8 \times F_1^2} \right) - 1 (4.21)$$

Sendo:

Y2 = altura do fluxo na saída, em m;

A determinação do comprimento da bacia de amortecimento foi determinada pelo gráfico apresentado na página 239 do Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT. E a longitude do ressalto (L), por conseguinte.

A altura da parede da bacia de amortecimento advém da expressão:

$$H = Y_2 + z (4.22)$$

Sendo:

H = altura da parede, em metros;

$$Y'_2 = \left(1,10 - \frac{F_1^2}{120} \right) \times Y_2$$

$$z = \frac{Y_2}{3}$$

Conforme determina o Manual de Drenagem do DNER, para o número de Froude até 17, devem ser usadas bacias de amortecimento com guarnições, cunhas e dentes. Neste caso, foram usadas as seguintes fórmulas:

$$Y'_2 = \left(1,10 - \frac{F_1^2}{120}\right) \times Y_2, \text{ para } F_1 = 1,7 \text{ a } 5,5$$

$$Y'_2 = 0,85 \times Y_2, \text{ para } F_1 = 5,5 \text{ a } 11$$

$$Y'_2 = \left(1,10 - \frac{F_1^2}{800}\right) \times Y_2, \text{ para } F_1 = 11 \text{ a } 17$$

$$C = 0,07 \times Y_2$$

Os dissipadores de energia, que farão ligação com o terreno natural, foram projetados dos tipos DEB-02, com a finalidade de evitar processos de erosão.

4.2.2.5 Galerias de Drenagem

As galerias estão localizadas a áreas urbanas coletando água proveniente do greide das pistas projetadas e existente.

Para facilitar a manutenção foram indicados tubos com diâmetros maiores que 0,80 m.

4.2.2.6 Caixas Coletoras de Canaleta e Caixas Coletoras de Sarjeta

As caixas coletoras de canaletas estão presentes em pontos baixos e nas limitações do comprimento máximo para coletar água proveniente das pistas e canaletas.

As caixas coletoras de sarjetas estão localizadas nos trechos de corte.

4.3 Dimensionamento Hidráulico das Obras de Artes Correntes

Os dimensionamentos hidráulicos das obras de artes correntes foram dimensionados como canais e orifícios.

4.3.1 Dimensionamento como canal

Para o dimensionamento como canal é baseado no escoamento crítico, onde a energia específica mínima é tomada como sendo igual à altura do bueiro. O regime de fluxo adotado foi o de fluxo crítico.

Abaixo segue as tabelas com os resultados para os bueiros tubulares de concreto, simples, duplos e triplos, e celulares, simples, duplos e triplos.

Bueiros Tubulares de Concreto

Vazão Crítica:

$$\text{Bueiro Simples: } Q_1 = 1,533 \times D^{2,5}$$

$$\text{Bueiro duplo: } Q_1 = 2 \times 1,533 \times D^{2,5}$$

$$\text{Bueiro triplo: } Q_1 = 3 \times 1,533 \times D^{2,5}$$

$$\text{Velocidade crítica: } V = 2,56 \times \sqrt{D}$$

$$\text{Declividade crítica: } I_c = \frac{0,739}{\sqrt[3]{D}}, \text{ em \%}, \text{ para } n = 0,015$$

Bueiros Celulares de Concreto

Vazão Crítica:

$$\text{Bueiro Simples: } Q_1 = 1,705 \times B \times H^{1,5}$$

$$\text{Bueiro duplo: } Q_1 = 2 \times 1,705 \times B \times H^{1,5}$$

$$\text{Bueiro triplo: } Q_1 = 3 \times 1,705 \times B \times H^{1,5}$$

$$\text{Velocidade crítica: } V = 2,56 \times \sqrt{H}$$

$$\text{Declividade crítica: } I_c = \frac{0,0585}{\sqrt[3]{H}} \times \left(3 + \frac{4 \times H}{B} \right)^{4/3}, \text{ em \%}, \text{ para } n = 0,015$$

4.3.2 Dimensionamento como orifício

Para o bueiro trabalhar como orifício, o nível d'água montante consente a condição:

$HW \geq 1,2 \times D$, $HW \geq 1,5 \times D$ ou $HW \geq 2,0 \times D$, sendo D o diâmetro e H a altura.

Assim, a vazão depende das cotas dos níveis d'água jusante e montante, não tendo interferência da rugosidade das paredes, do comprimento e da declividade do bueiro.

Tomando como base a equação da continuidade, mas considerando que devido à viscosidade do líquido, a velocidade real do jato sofre redução que costuma ser representada por um coeficiente c_v , de valor variando entre 0,97 e 0,98 e que o jato também sofre uma contração, representada pelo coeficiente c_c , que varia de 0,62 a 0,64, tornando-se inferior à seção do orifício. De acordo com o Manual de Drenagem, utiliza-se como coeficiente de vazão ($c_v = c_c = c$), o valor de 0,63. A vazão através do orifício passa a ser:

$$Q = 0,63 \times A \times \sqrt{2 \times g \times h}$$

4.3.3 Bueiros instalados

Bueiros de Grota e de Greide: Projetados como bueiros simples tubulares de concreto, com diâmetro de 0,80 m, com o objetivo de atravessar a rodovia existente. Para alguns bueiros de greide foram projetadas descidas d'água em degraus e dissipadores de energia, para causar menos impacto no terreno natural. Também foram projetadas caixas coletoras de sarjeta e canaletas com tampas tipo TCC-001 para os bueiros de greide.

Bueiros complementares de Vazão: Bueiros projetados para aumentar a vazão dos bueiros existentes.

5.0 CONCLUSÕES

As vias de comunicações rodoviárias são infraestruturas de transportes indispensáveis para o desenvolvimento socioeconômico de qualquer país e tem custo elevado. Diversos cuidados têm que existir para que essa ferramenta mantenha sua vida útil longa, mantendo características de segurança e conforto, assim atendendo a Lei nº 11.445/2007.

Observa-se que a água que exerce sobre o pavimento uma ação erosiva causando fissuras que ocasiona o insucesso nos projetos estradais. A infiltração pode ser pela borda, quando a via não tem acostamento, ou superficial quando o greide é plano, fazendo com que a água emposse por não ter força gravitacional para facilitar o escoamento para fora do corpo estradal. A inclinação do greide também ajuda na infiltração, pois quanto maior a inclinação, mais a água vai percorrer o plano da via e assim encontrando mais fissuras.

O sistema de drenagem superficial é projetado para captar apenas uma parcela da quantidade total de água, já que as outras parcelas infiltram, são retidas e evaporam. O cuidado que é preciso ter com esse sistema é a forma de deságue dele, pois é possível causar erosões se o material onde a água golpeia não for resistente o suficiente.

A água que não infiltra e não é coletada é um problema para o usuário que corre risco com a perda de aderência entre o veículo e a camada de rolamento, ocorrendo o fenômeno da aquaplanagem. Esse problema pode ser solucionado com o CPA (Camada Porosa Asfáltica), detalhado nesse trabalho, que apresenta comportamento ideal para o escoamento subsuperficial. Pela pesquisa bibliográfica desenvolvida é verificado que esse sistema amortece os picos de cheias, aumentando o controle do escoamento superficial.

Com o conhecimento do pavimento drenante foi possível saber que é necessário fazer que o sistema de drenagem superficial e subsuperficial capte uma maior percentagem de água sem que a camada rolante sofra tanto e atendendo com mais eficácia um dos objetivos do projeto de drenagem, que é manter a umidade das bases, sub-base e subleito intactos para que possam suportar os impactos solicitados.

O mecanismo de drenagem subsuperficial com CPA tem como componentes: camada drenante, camada de bloqueio e drenos longitudinais. Esses componentes fazem

com que o sistema tenha maior eficácia, impedindo que a água passe pela camada drenante e infiltre na base, além de encaminhar para fora da via. Para o dimensionamento estrutural do pavimento deverá ser considerando, além da natureza do tráfego e das condições de suporte do subleito, o conhecimento das características dos materiais empregados das camadas subjacentes e dos materiais usados na composição da camada de rolamento. Esses materiais podem aumentar ou diminuir o escoamento desejado.

Nesse estudo também é observado que o pavimento permeável também pode permitir a total infiltração, reabastecendo o lençol freático. Para ter essa funcionalidade a base é feita de brita graduada simples (BGS) apresentando uma granulometria grande para aumentar o número de vazios.

O que ainda inviabiliza o uso do CPA é o custo alto. Como foi dito antes, o agregado usado é maior do que é o usual nos pavimentos comuns e como o pavimento drenante tem função estrutural quase nula, é preciso utilizar materiais melhores nas camadas subsequentes, deixando assim o custo final mais elevado.

Ressalta-se também que é necessário um sistema de drenagem antes da construção. Para os solos colapsíveis e expansivos é necessário, dependendo do nível de umidade, um sistema de drenagem antes da construção do corpo estradal e outro sistema para impedir que essa umidade volte a aumentar. Caso volte, as rodovias vão sofrer com ondulações e fissuras, aumentando cada vez mais a problemática. O problema de água com o corpo estradal também pode vir de baixo. Uma solução foi discutida através do uso de drenagem profunda que desvia a ascensão d'água.

As ferramentas analisadas para remoção de água em rodovias têm custo financeiro pequeno, principalmente se for levada em consideração a vida útil que a rodovia vai ter com a instalação desses aparelhos. A revisão bibliográfica sobre os aparelhos de drenagem e elaborações de projetos, aliado ao conhecimento captado através do Projeto de Drenagem da PE-28 permitiu o alcance do objetivo principal deste estudo, que foi aprofundar-se em métodos para mitigação de problemas em pavimentos rodoviários gerados através do mau dimensionamento, ou ausência, do projeto de drenagem.

REFERÊNCIAS

AZEVEDO, A. M. *Considerações sobre a drenagem subsuperficial na vida útil dos pavimentos rodoviários*. 2007. 159 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2007.

COELHO, M. M. L. P.; LIMA, J. G. A. Eficiência Hidráulica de Bocas de Lobo Situadas em Sarjetas de Greide Contínuo. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Volume 16 n. 2, p. 133-143. 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Manual de Drenagem de Rodovias*. Rio de Janeiro: DNIT, 2006, 333 p.

FRANCELINO, M. J. M. *Pavimento de concreto sobre solos moles: Estudo de caso na rodovia BR-101 Nordeste (Lotes 1, 5 e 6)*. Dezembro de 2008. 330 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 2008.

FRANCISCO, V. D. L. F. *A drenagem e o impacto funcional e estrutural na vida dos pavimentos rodoviários*. Junho de 2009. 108 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. Junho de 2009.

JABÔR, M. A. *Apostila – Drenagem de Rodovias: Estudos Hidrológicos e Projeto de Drenagem*. Edição Abril de 2012. 85 p.

PEREIRA, A. C. O. *Influência da drenagem subsuperficial no desempenho de pavimentos asfálticos*. 2003. 192 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2003.

SUZUKI, C. Y.; AZEVEDO, A. M.; KABBACH, F. I. *Drenagem subsuperficial de pavimentos: conceitos e dimensionamento*. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 240 p.

SOUZA, S. A. *Avaliação da capacidade de escoamento da água em mistura asfáltica drenante: proposta de ensaio de laboratório*. Fevereiro de 2008. 121 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. Fevereiro de 2008.

VIRGILIIS, A. L. C. *Procedimento de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheias*. 2009. 191 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2009.

ANEXO

Fotos, feitas pela JBR, para levantamento e registro de drenagem existente/inexistente da rodovia.



Foto 01: Acúmulo de água devido a inexistência de drenagem superficial.



Foto 02: Acúmulo de água devido ao subdimensionamento da drenagem e falta de manutenção.



Foto 03: Acúmulo de água devido problema com desague.



Foto 04: Bueiro tubular deteriorado devido à falta de manutenção.



Foto 05: Bueiro tubular deteriorado e sem operação devido à falta de manutenção.



Foto 06: Bueiro tubular deteriorado e com operação em déficit devido à falta de manutenção.



Foto 07: Acúmulo de água devido a inexistência de drenagem



Foto 08: Bueiro tubular deteriorado e com operação em déficit devido à falta de manutenção.



Foto 09: Bueiro tubular deteriorado e com operação em déficit devido à falta de manutenção.



Foto 10: Bueiro celular deteriorado e com operação em déficit devido à falta de manutenção.