

LivroLivre: DRENAGEM RODOVIÁRIA

É um livro diferente, em muitos aspectos. Para começar, não tem o aspecto de livro, pois é apresentado em partes isoladas, para downloads pela Internet, ou em cd-rom (cópia livre), embora nada impeça que seja impresso. Outras coisas que o tornam diferente:

- Não foi escrito para ganhar dinheiro, ou para inscrever nossos nomes na galeria da fama. Nem para ensinar drenagem rodoviária - apenas para ajudar a aprendê-la.
- A lista dos seus autores é aberta - um conceito novo. Você tem ampla liberdade para reescrever palavras, parágrafos ou capítulos, para adaptá-lo para o que precisa. Ao nos enviar uma contribuição significativa para o estado da arte, seu nome será acrescentado à lista dos autores. Também por isso, as páginas são numeradas apenas por capítulo.
- Para uso didático, este trabalho pode ser copiado, reproduzido, impresso, criticado, sob qualquer forma, desde que citada a fonte. Acreditamos que o conhecimento é propriedade de todos os que o procuram. Atuais proprietários de patentes e direitos autorais esquecem-se muitas vezes que quase tudo do que reclamaram autoria teve precursores, sem os quais nada teria sido criado.
- Ao escrever esta primeira versão, utilizamos amplamente textos de dezenas de autores, alguns dos quais já citavam outros. Se omitirmos alguma referência, agradeceremos seu alerta e nossa falha será corrigida . Antecipadamente, desculpamo-nos.

OBJETIVOS DA MÍDIA UTILIZADA

- distribuição rápida e de baixo custo ;
- atualização sistemática, incluindo contribuições acadêmicas ou práticas, e fórmulas ou tabelas específicas de novos produtos industriais,
- permitir modificações necessárias para diversas situações didáticas e
- tornar economicamente viável o uso de cor (principalmente em fotografias), som e imagem, apresentações multimídia, planilhas de cálculo eletrônico, etc.

Pode ser obtido por downloads neste site.

Coordenação do trabalho: Gil Carvalho Paulo de Almeida, até 2007.

Autores, em ordem alfabética:

Danilo Antônio Oliveira Fonseca, Gil Carvalho Paulo de Almeida, Mario Barraza Larios, Mauro Menzori, Paulo Emílio dos Santos Queiroz, . . .

Colaboradores

Ibia Nara Pinheiro da Silva, Jordan Henrique de Souza, Renata Rodrigues Toledo...

INTRODUÇÃO:

"Uma boa estrada requer um teto impermeável e um porão seco".

- ditado popular-

A água é o maior inimigo dos pavimentos. A primeira rede viária de grande porte da história foi iniciada pelos romanos no terceiro século AC, que sabiam dos efeitos danosos da água e procuravam construí-las acima do nível dos terrenos adjacentes, sobre uma camada de areia e cobertas por lajes de pedra cimentadas entre si. Durante vinte séculos, houve pouco progresso nos processos de construção, até que, no século XIX, Tresaguet, Metcalf, Telford e McAdam "redescobriram" a necessidade de manter secas as estradas - para evitar que se deteriorem por danos causados por pressões d'água existente nos poros (poro-pressões) do material de sua estrutura e movimentos de água livre contida nesta estrutura.

MECANISMO DOS DANOS

- a) A água atinge a base e/ou sub-base de um pavimento (rodoviário, ferroviário, pista de aeroporto, estacionamento, etc.), ocasionando uma redução em sua capacidade de suporte;
- b) quando a água livre preenche completamente as camadas, o tráfego, por meio das rodas, produz impacto sobre a água, surgindo pressões pulsantes que causam movimento, com erosão e ejeção de material ou mesmo o desprendimento de partes da capa asfáltica, desintegração de solos estabilizados com cimento, enfraquecimento de bases granulares pela desarrumação das partículas finas das misturas de agregados, etc.;
- c) a redução da proteção da camada superficial abre caminho para novas infiltrações, o que agrava o problema, dando origem assim à um círculo vicioso.

Como evitar este mecanismo de danos?

- 1) Evitando que a água atinja a estrutura da estrada;
- 2) Caso a água atinja a base e/ou a sub-base da estrada, escoando-a rapidamente.

OBJETIVO DO ESTUDO DE DRENAGEM DE RODOVIAS:

Orientar e permitir ao engenheiro a utilização adequada dos dispositivos de drenagem, ao projetar, construir ou restaurar rodovias. Fornecer o conhecimento indispensável para a escolha de medidas de proteção à estrada contra a ação prejudicial das águas que o atingem, sob forma de chuva, infiltrações, torrentes, ou armazenada sob a forma de lençóis freáticos ou artesianos.

PROJETO DE DRENAGEM

Objetivo: evitar o acúmulo e a retenção da água na rodovia e suas cercanias através de:

- a. Previsão da intensidade e freqüência das chuvas, visando o escoamento superficial;
- b. Determinação de pontos naturais de concentração e descarga, e outras condições hidráulicas;
- c. Remoção dos excessos de água prejudiciais, do subsolo;
- d. Proporcionar a disposição mais eficiente das instalações de drenagem, de acordo com o custo, importância da rodovia, economia na conservação e normas em vigor.

PRINCIPAIS DIVISÕES DA DRENAGEM RODOVIÁRIA:

- Drenagem superficial - drena a águas precipitadas sobre a estrada, e áreas adjacentes.
- Drenagem do pavimento - retira as águas infiltradas nas camadas do pavimento;
- Drenagem profunda ou subterrânea - drena a água situada abaixo da superfície do terreno natural;
- Drenagem de transposição de talvegues - possibilita a passagem da água de um para outro lado da estrada, usada na travessia de cursos d'água.

Os objetivos são atingidos por meio de obras diversas, denominadas "dispositivos". Seu conjunto constitui o "sistema de drenagem".

PRINCIPAIS DISPOSITIVOS DE DRENAGEM:

- Dispositivos de drenagem superficial: valetas de proteção de corte, valetas de proteção de aterro, sarjetas de corte, sarjetas de aterro, saídas e descidas d'água, caixas coletoras, bueiros de greide, dissipadores.
- Dispositivos de drenagem do pavimento: camada drenante do pavimento, drenos laterais de base (sangras), drenos rasos longitudinais, drenos transversais de pavimento.
- Dispositivos de drenagem subterrânea ou profunda: drenos profundos, drenos em espinha-de-peixe, camadas drenantes, drenos horizontais profundos, valetões laterais.
- Dispositivos de transposição de talvegues: bueiros, pontilhões e pontes.

Assuntos correlatos: estudos hidrológicos, escalonamento de taludes, drenagem de alívio de muros de arrimo, drenagem de travessia urbana, corta-rios, meio ambiente, erosão, etc.

PROJETO DE DRENAGEM - Generalidades

Objetivo geral: Evitar o acúmulo e a retenção da água na rodovia e suas cercanias através de:

- a. Previsão da intensidade e freqüência das chuvas, visando o escoamento superficial;
- b. Determinação de pontos naturais de concentração e descarga, e outras condições hidráulicas;
- c. Remoção dos excessos de água prejudiciais, do subsolo;
- d. Proporcionar a disposição mais eficiente das instalações de drenagem, de acordo com o custo, importância da rodovia, economia na conservação e normas em vigor.

OBJETIVO DO PROJETO:

Tem por finalidade principal a execução dos dispositivos por ele definidos.

METODOLOGIA DE PROJETO:

- Coleta ou investigação dos elementos básicos
- estudo de alternativas;
- escolha da solução;
- detalhamento (cálculo e desenho) dos dispositivos
-

1. Coleta dos elementos básicos:

A perfeita adequação entre técnica e economia de um sistema de drenagem depende essencialmente da amplitude e confiabilidade das informações condicionantes:

1.1. Informações sobre as áreas do projeto, nos seguintes tópicos:

- Definição preliminar dos dispositivos de drenagem Identificação, tipo, localização provável, aspectos locais, condições de acesso, etc.
- Definição preliminar sobre a geometria, terraplanagem e pavimentação do projeto exame do projeto da rodovia permite identificar obras necessárias ao projeto de drenagem ;
- Definição preliminar das características técnicas do projeto (o principal elemento para estabelecer a vida útil da rodovia);
- Normas Técnicas Fixam os padrões a observar, e a necessidade de normas e especificações complementares ;
- Prazos e recursos disponíveis previstos para a execução .

1.2 Informações Locais

- Topográficas (levantamento de dispositivos já existentes nas proximidades, avaliação de áreas, comprimento de talvegues, etc.);

- Geotécnicas (sondagens e estudos para caracterização de materiais a utilizar nos dispositivos de drenagem e elementos para o projeto de fundação dos dispositivos);
- Hidrológicas (para obter os valores de descarga de projeto do sistema de drenagem).

2. Estudo de alternativas

Fase em que a experiência do projetista permite encontrar o maior número possível de soluções, sua comparação e a escolha de uma delas. Deve ser levada em conta a implantação dos dispositivos adequados, incluindo dimensões gerais (extensões, declividades e seções aproximadas) .

3. Escolha da solução

A escolha da solução mais conveniente levará em conta critérios técnicos, econômicos, estéticos e administrativos. A seleção da solução definitiva se dá pela ponderação desses critérios, possibilitando uma escolha final devidamente justificada.

4. Detalhamento (cálculo e desenho) dos dispositivos

- dimensionamento;
- desenho de execução;
- especificações, quantitativos e custos;
- plano de execução e cronograma.

Cada um desses elementos será estabelecido quando da elaboração do projeto para cada dispositivo de drenagem.

APRESENTAÇÃO:

Os documentos do projeto de drenagem de uma rodovia são apresentados de acordo com as instruções vigentes, e grupados de acordo com sua finalidade:

Memória descritiva

Resumo da concepção geral da drenagem e dos resultados obtidos.

Memória justificativa

Conjunto de documentos justificando as soluções apresentadas e cálculos efetuados.

Documentos para concorrência

Definição quantitativa e qualitativa dos dispositivos a executar, especificação de materiais, métodos de execução, modos de medição e pagamento.

Projetos-tipo;

Conjunto de desenhos gerais e detalhes que permitam a execução, incluindo processos executivos. Devem obedecer ao disposto no "Álbum de projetos-tipo e padrões de apresentação" do "Manual de serviços de consultoria para estudos e projetos rodoviários" do DNER.

Custos;

Composição de custos unitários de todos os dispositivos, de acordo com o "Manual de composição de custos rodoviários" do DNER.

Esquema do sistema de drenagem;

Conjunto de desenhos para indicar a posição dos dispositivos e visualizar o sistema de drenagem, separados do projeto geométrico, e obedecidas as convenções e nomenclatura padronizados para cada dispositivo.

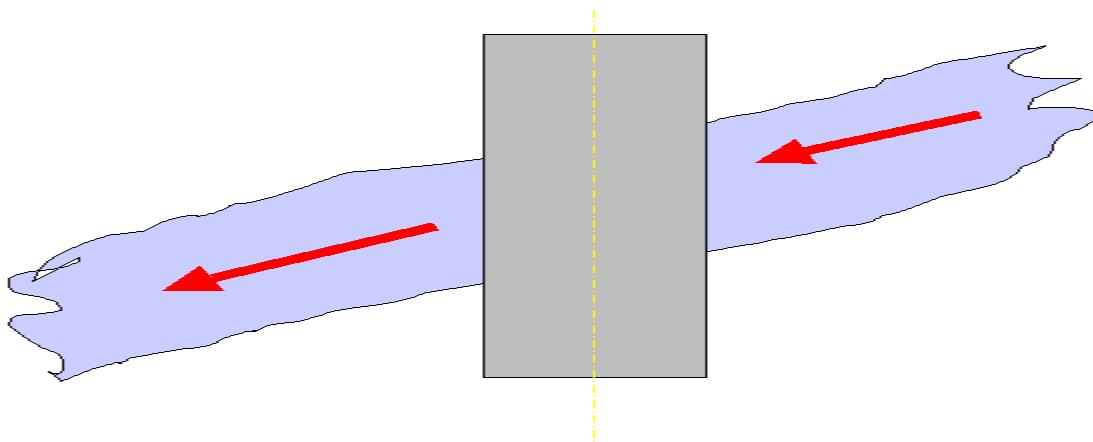
Notas de serviço

Conjunto de informações permitem identificar tipo, localização, extensão e demais elementos necessários à execução de cada dispositivo.

DRENAGEM DE TRANSPOSIÇÃO DE TALVEGUES

Drenagem de transposição de talvegues: textos
Generalidades - bueiros - regimes de fluxo
(este texto)
Dimensionamento dos bueiros de transposição de talvegues
Pontes e pontilhões

Destina-se a permitir a passagem, de um lado para o outro da rodovia, das águas que escoam por talvegues definidos no terreno natural. As obras ou dispositivos de drenagem de transposição de talvegues são bueiros, pontilhões e pontes.



BUEIROS (Bueiros de transposição de talvegues)

São condutos destinados à passagem das águas provenientes de bacias hidrográficas próximas à rodovia. Os elementos constituintes de um bueiro são

- Corpo - a parte situada sob o aterro, de forma e ação geralmente constantes, podendo ser executada em tubos, células, arcos, etc.
- Bocas - de montante e jusante, arrematam externamente o corpo e contribuem para a fixação do bueiro, favorecem a entrada e saída do fluxo, com um mínimo de perturbação turbilhonar. A boca de um bueiro é constituída de soleira, muro de testa e alas. Algumas vezes a boca de montante é substituída por caixa coletora ou poço para a condução das águas para o corpo do bueiro; isto se torna necessário quando a cota de entrada tenha de se situar abaixo do nível do terreno natural.

Classificação dos bueiros:

Quanto a forma da seção:

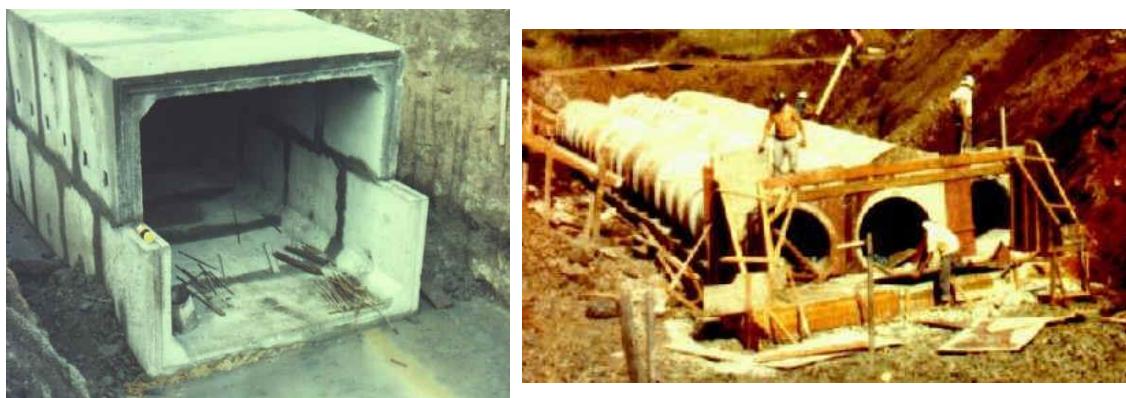
- Tubular (ou circular) - quando a seção for circular ;
- Celular - quando a seção for retangular ou quadrada (denominada célula) ;

- Especial - quando a seção for diferente das anteriores, podendo ser em arco, oval, lenticular, elíptico, etc. O antigamente denominado bueiro capeado se enquadra nesta categoria.

Quanto ao número de linhas:

- Simples - quando só houver uma linha de tubos, células, etc.
- Múltiplo - quando houver mais de uma linha, podendo ser duplo, triplo, etc.

Os limites máximos aconselháveis para uso de linhas múltiplas de bueiros de concreto são: Bueiro tubular triplo de 1,5 m de diâmetro e bueiro celular triplo de 3,00 x 3,00 m. Além desses limites, aconselha-se a adoção de obras de maior porte, ou seja, pontilhões ou pontes.



Quanto à rigidez:

- Rígido - quando pode sofrer variações nas dimensões horizontais e verticais de até 0,1 %, sem fendilhamentos.
- Semi-rígido - quando tais variações podem atingir até 0,3 %, sem fendilhamentos.
- Flexível - quando as deformações podem ultrapassar 0,3 %, sem fendilhamentos.

Quanto ao material:

- De concreto - simples ou armado, atendendo aos projetos-tipo do DNER e moldados em formas metálicas, sendo o concreto adensado por vibração ou centrifugação. Outros tubos podem ser aceitos se satisfizerem as exigências das NBR 9794, 9795, 9796 da ABNT;
- Metálico - de chapa metálica, corrugada ou não. Tubos metálicos corrugados devem ser fabricados a partir de bobinas de aço, seguindo as normas da AASHTO e ASTM e revestidos adequadamente de modo a resistir às mais diversas condições ambientais. Sua união pode ser feita por parafusos ou cintas, conforme o produto escolhido ;
- De outro tipo - alvenaria, pedra argamassada, madeira(este geralmente provisório), etc.

Quanto à esconsidade:

Denomina-se esconsidade ao ângulo formado pelo eixo do bueiro com a normal ao eixo da rodovia (visto em planta).

- Normal - eixo do bueiro coincide com a normal ao eixo, sendo nula a esconsidade;
- Esconso - o ângulo do eixo do bueiro com a normal ao eixo da rodovia é diferente de zero.
-

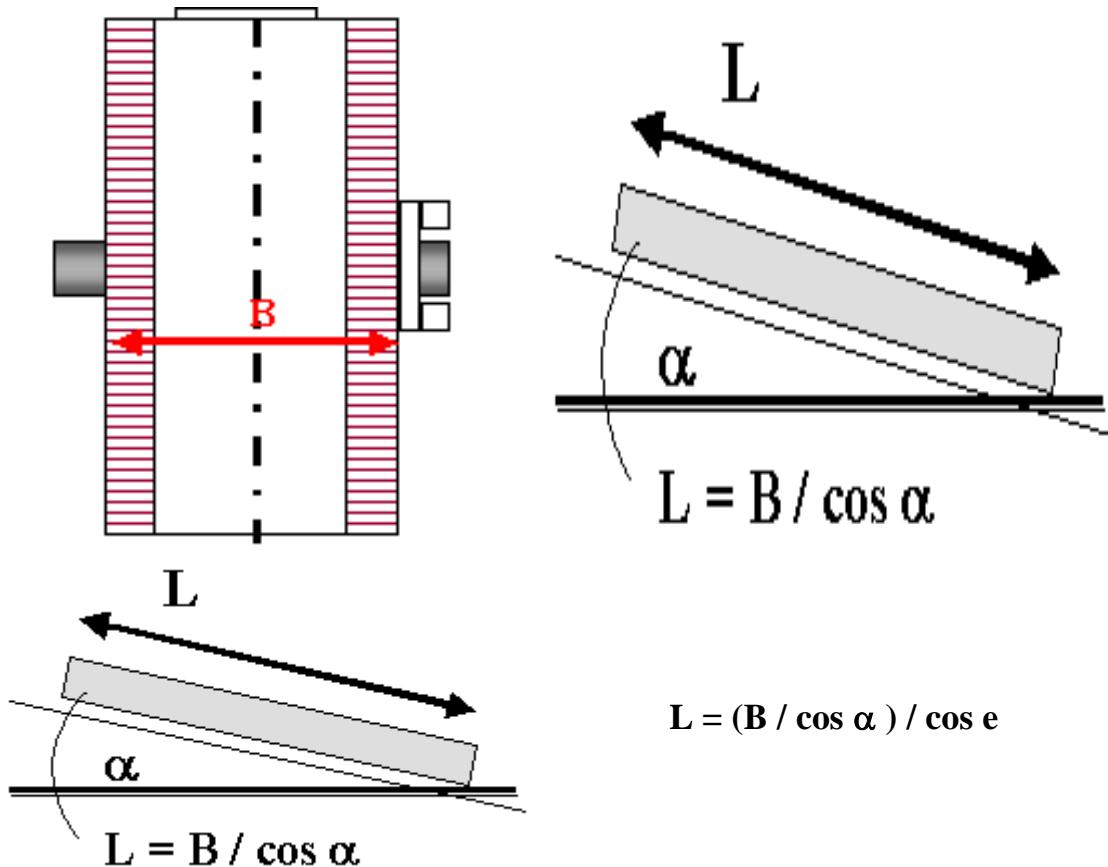
Localização dos bueiros:

- Sob os aterros - procura-se neste caso lançar o bueiro na linha do talvegue; não sendo isto possível, deslocar o talvegue para uma locação que obrigará o desvio ou a retificação do canal natural, em certa extensão, a montante e a jusante. Outra opção é procurar uma locação que afaste o eixo do bueiro o mínimo possível da normal ao eixo da rodovia, com as devidas precauções para os deslocamentos dos canais de entrada e saída d'água do bueiro.
- Nas bocas de corte - quando o volume d'água dos dispositivos de drenagem (embora previstos no projeto) for tal que possa erodir o terreno natural nesses locais.
- Nos cortes - de seção mista quando a altura da saia de aterro não for muito elevada, ou quando a capacidade das sarjetas for insuficiente. Nestes casos, não se trata mais de transposição de talvegues, e sim de bueiros de greide (drenagem superficial).

Elementos do projeto:

- Levantamento topográfico e respectiva planta, com curvas de nível de metro em metro em grau de detalhamento;
- Pesquisa da declividade e estudos geotécnicos: Ao escolher a posição, considerar que, normalmente, a declividade do corpo deve variar de 0,4 a 5%. Se a declividade superar 5 %, projetar o bueiro em degraus e fazer o berço com dentes de fixação no terreno. Quando a velocidade do fluxo na boca de jusante for superior à recomendada para a natureza do terreno natural, prever bacias de amortecimento. Os estudos geotécnicos devem ser feitos através de sondagens, se necessário, para avaliação da capacidade de suporte do terreno natural, principalmente nos casos de aterros altos e nos locais de presumível presença de solos compressíveis.
- Seção transversal: O cálculo da seção transversal ou seção de vazão do bueiro dependerá de dois elementos básicos: descarga da bacia a ser drenada, e a declividade adotada. A descarga é obtida pelos estudos hidrológicos; a declividade, quando não imposta pelo projeto, é de escolha do projetista, desde que obedecidos os limites anteriormente fixados.
- Determinação do comprimento do bueiro: Nos bueiros normais à rodovia a determinação do comprimento é simples, feita pela gabaritagem normal da seção do projeto levantada no local da travessia, a partir da cota do greide na estaca de localização. Nas travessias esconsas as extensões sob a plataforma e sob os taludes são alongadas. A largura da plataforma esconsa (L_e) é dada por $L_e = L_n / \cos(e)$, onde L_n é a largura da plataforma normal e (e) a esconsidade. A inclinação normal do talude 1:a (V/H) se alonga para 1:a / $\cos(e)$. Com esses

elementos se gabarita a seção de um bueiro esconso. Sobre a seção gabaritada traça-se o perfil ao longo do eixo do bueiro, definindo seu comprimento, folgas e posicionamento das alas, bem como a altura do aterro sobre o bueiro e valas e descidas d'água porventura necessárias.



Fundações

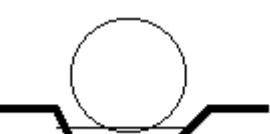
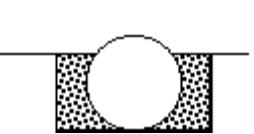
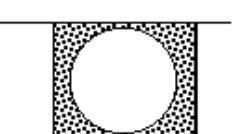
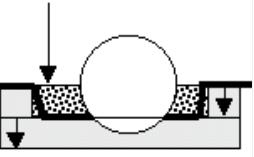
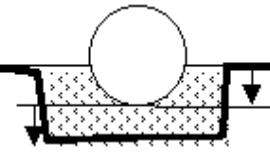
Os bueiros circulares de concreto podem, quanto às fundações, ter soluções simples, com assentamento direto no terreno natural (apenas com uma leve acomodação cilíndrica) ou em valas de altura média do seu diâmetro. É sempre recomendável uma base de concreto magro, para melhor adaptação ao terreno natural.

Para os bueiros metálicos, independentemente da forma ou tamanho, as fundações serão simples, necessitando, quase sempre, apenas de uma regularização do terreno de assentamento.

Em função da altura dos aterros podem, porém, exigir cuidados especiais nas fundações.

Esquemas de fundações:

SALIENTES	EM VALAS
------------------	-----------------

TERRA	ROCHA	TERRA	ROCHA
CONDENÁVEL 	CONDENÁVEL 	CONDENÁVEL 	CONDENÁVEL 
Ordinários :			
Mínimo De/10 Conforme exatamente com a base do tubo	De + 0,10 Min d/10 $a = 0,20 \text{ m/m (} H < 5 \text{ m)}$ $a = 0,04 \text{ m/m (} H > 5 \text{ m)}$	0,15 m mínimo 0,50 m	0,15 m colchão de terra: $0,04 \text{ m/m (} H > 5 \text{ m)}$, mínimo 0,20 m
Primeira classe			
<u>Solo compactado</u>  Min 0,3 De Min 0,1 De	<u>Concreto magro</u>  Min De/4 Min Di/4	0,30 mínimo 0,8De areia bem adensada	0,30 Min De/4 Min Di/4

Recobrimento

Está ligado em parte ao projeto geométrico. O recobrimento dos tubos, quer de concreto quer metálicos, deve atender às resistências mínimas especificadas pela ABNT e aos projetos-tipo do DNER. No caso de utilização de tubos pré-fabricados, tais elementos devem ser informados pelos fabricantes. Os recobrimentos máximo e mínimo devem constar dos respectivos projetos.

De uma forma geral, o recobrimento de bueiros tubulares deve ser no mínimo 1,5 vezes o diâmetro externo do tubo, com valor mínimo de 60 cm; as alturas máximas de aterro para tubos de concreto estão tabeladas de acordo com a forma de assentamento; nos bueiros celulares, os recobrimento é projetado e calculada a laje superior conforme a carga estática, sendo o valor mínimo o recomendado para a boa execução do aterro e das camadas do pavimento, podendo ainda admitir como recobrimento apenas a camada de revestimento do pavimento, se para isto for calculada. Neste último caso, garantir boa aderência entre esta e a laje do bueiro.

Apresentação dos projetos de bueiros

Os projetos dos bueiros devem ser apresentados segundo os seguintes elementos:

a) No projeto geométrico, de acordo com convenções aprovadas, em planta e perfil:

- localização;
- tipo;
- comprimento;
- seção transversal;
- esconsidade.

b) pela seção segundo seu eixo longitudinal, constando:

- declividade;
- comprimento;
- cota das extremidades à montante e à jusante;
- altura do aterro da rodovia.

c) pela seção transversal com os detalhes:

- de formas e armação;
- das bocas e caixas coletooras;
- do quadro de quantidades de concreto.

d) no quadro da nota de serviço, contendo

- localização;
- descarga de projeto;
- tipo;
- dimensões;
- esconsidade;
- cota a montante e jusante do bueiro;
- comprimento a montante, jusante e total;
- tipo de boca.

e) nos projetos-tipo, contendo

- detalhes de armação e forma;
- detalhes de bocas e caixas;
- quadro de quantidades dos materiais.

Para simplificar a representação dos bueiros em planta e perfil, padronizou-se a terminologia:

- BSTC - bueiro simples tubular de concreto;
- BDTC - bueiro duplo tubular de concreto;
- BTTC - bueiro triplo tubular de concreto;
- BSCC - bueiro simples celular de concreto;
- BDCC - bueiro duplo celular de concreto;
- BTCC - bueiro triplo celular de concreto;
- BSTM - bueiro simples tubular metálico;
- BDTM - bueiro duplo tubular metálico;
- BTTM - bueiro triplo tubular metálico.

Dimensionamento hidráulico dos bueiros:

Para o dimensionamento hidráulico dos bueiros, admite-se que eles possam trabalhar como

canais [se não houver carga hidráulica, e ocorrendo a vazão

- a) nos regimes subcrítico ou crítico ou
- b) considerando a vazão no regime supercrítico], ;

vertedouros (pela fórmula de Francis, considerando a altura d'água sobre a borda superior nula);

orifícios (utilizando o teorema de Bernoulli e a equação da continuidade, se o beiro trabalhar com carga hidráulica, isto é, com entrada submersa). O último método é limitado, pois não leva em consideração as condições externas ao corpo do bueiro, a rugosidade das paredes, o comprimento e a declividade do mesmo.

Observe-se que o caso (a) do dimensionamento como canal estabelece a condição de que a boca de jusante ficar sempre abaixo da altura crítica correspondente à descarga.

Todos os métodos citados tem limitações recomendando-se, para um projeto final mais preciso, os nomogramas e ábacos do Bureau of Public Roads, em sua circular n.º 5 (*Hydraulic Charts for the Selection of Highway Culverts - Hydraulic Engineering*). Mas o bom senso sugere ser preferível superdimensionar a seção, garantindo que o bueiro trabalhe como canal livre, que correr o risco de que infiltrações de montante enfraqueçam a estrutura da estrada. Embora a fórmula de Manning tenha sido desenvolvida para condutos livres, aplica-se até certo ponto para condutos forçados. Em casos extremos, ou persistindo dúvidas em situações fora do comum, convém comparar com resultados da aplicação das fórmulas de Chezy, Kutter, Ganguillet & Kutter, etc.

Na descarga de projeto a adotar, é recomendado:

- Dimensionando o bueiro como canal, o tempo de recorrência deve ser TR = 15 anos ;
- Dimensionado o bueiro como orifício, usar TR = 25 anos.

O valor da carga hidráulica a montante fica limitada por:

- Velocidade máxima compatível com a de erosão das paredes do bueiro e do terreno natural (sem bacia de amortecimento);
- Cota do reforço de subleito;
- Material de que é constituído o aterro;
- Existência de zonas que não possam ser inundadas a montante.

A velocidade mínima de escoamento d'água no bueiro fica limitada pela possibilidade de sedimentação das partículas carreadas.

Dimensionamento hidráulico de bueiros trabalhando como canais livres:

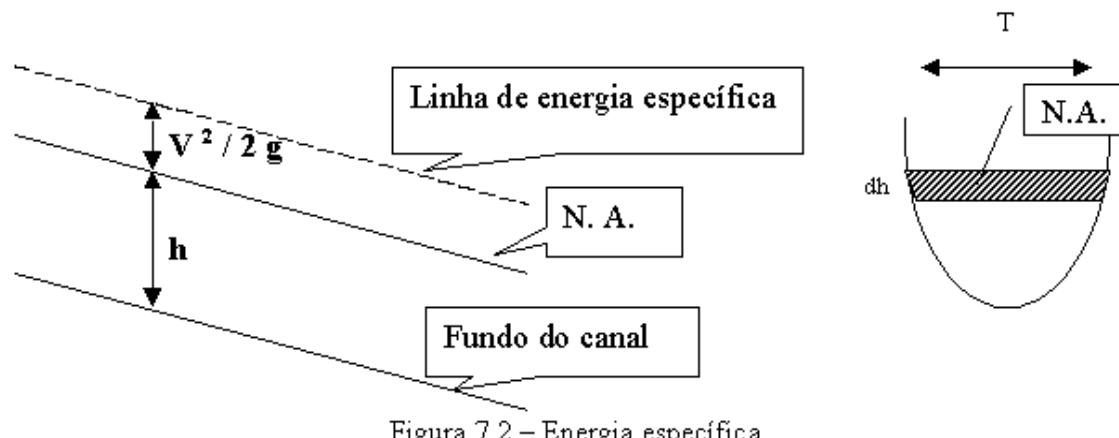
a. Considerações gerais sobre a hidrodinâmica

Toda a técnica de drenagem na construção de estradas tem base na hidrodinâmica. A história começa com Euler (1707-1783) e Bernoulli, que usaram o cálculo integral e diferencial para concluir que em um fluido perfeito, escoando sem atrito,

"Ao longo de qualquer linha de corrente, a soma das alturas representativas das energias cinética ($V^2 / 2 g$), piezométrica (p / γ) e geométrica ou de posição (Z) é constante."

Na realidade, existem perdas de carga devidas ao atrito da água com as paredes do canal (h_f), que depende da rugosidade do revestimento.

O regime crítico:



Definindo energia específica de um líquido como sua energia total por unidade de peso, ela será a soma das energias cinética e de pressão, sendo a de pressão definida em função da sua altura em relação ao fundo do canal (tirante).

Isto é:

$$E = h + V^2 / 2 g$$

onde

V = velocidade de escoamento (m / s);

h = profundidade hidráulica (m) ; **ver nota na página seguinte.

g = aceleração da gravidade (9,81 m / s / s).

** A profundidade hidráulica h é aproximada pela razão entre a área molhada A e a largura da superfície livre do fluxo.

Denomina-se fluxo crítico o que ocorre com a energia mínima. A velocidade e a profundidade verificada para $E = \text{mínimo}$ denominam-se velocidade crítica (V_C) e profundidade crítica (h_C).

Para uma descarga Q constante, aumentando a velocidade de escoamento pelo aumento da declividade, verifica-se uma redução da altura d'água (tirante) h dentro do canal. Representando estes elementos em um gráfico, nota-se que a energia irá diminuir com a redução do tirante h , passa por um mínimo e depois aumenta, embora o tirante continue a decrescer. O ponto de energia mínima define a altura crítica h_C , correspondente ao regime crítico.

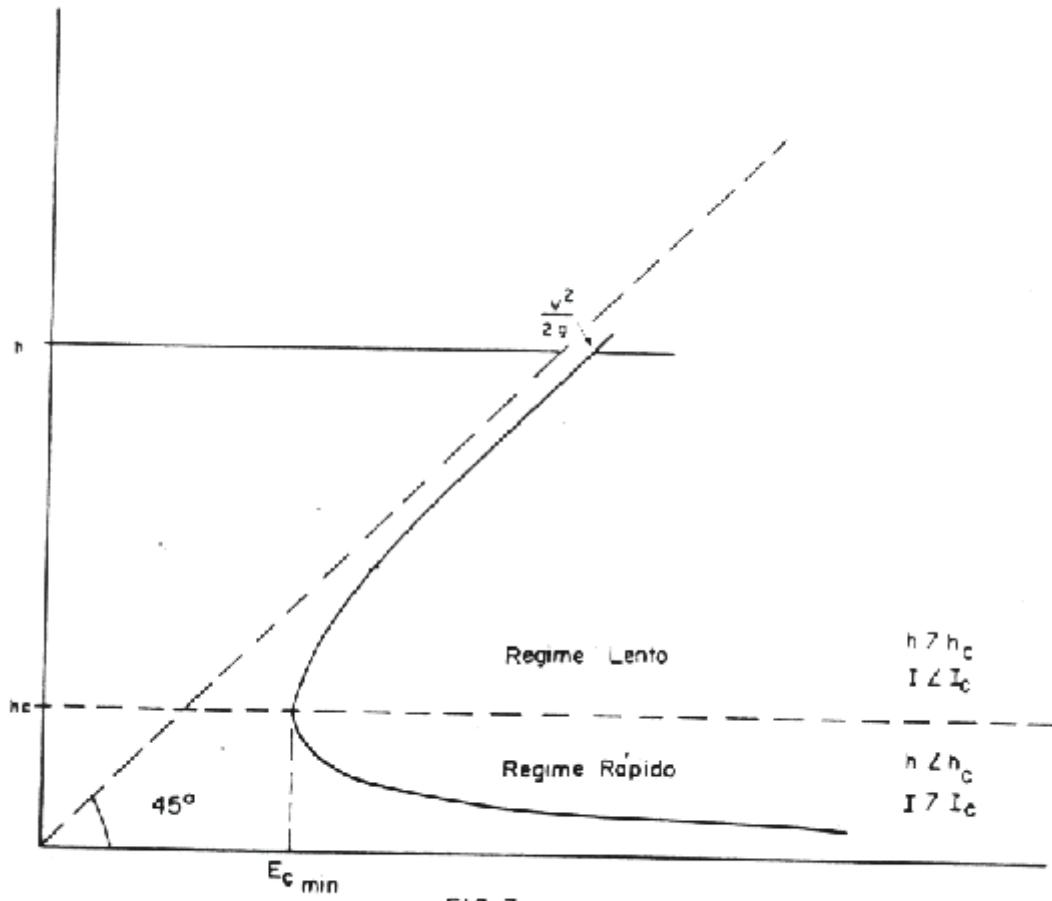


FIG. 3

(figura 7.3, extraída do Manual de Drenagem do DNER, pág. 23)

Considerando constante a vazão Q sendo $V = Q / A$, tem-se para o mínimo desejado:

$$\delta E = d(V^2 / 2g + h) = \delta(Q^2 / 2gA^2 + h) = -T \cdot Q^2 / gA^2 \delta h + \delta h$$

(δ = derivada)

daí,

$$\delta E / \delta h = 1 - Q^2 / g \cdot T / A$$

para obter o mínimo da função, $dE / dh = 0$.

$$Q^2 / g \cdot T / A = 1$$

Colocando o índice c para as grandezas no fluxo crítico, e sendo $h_c = A_c / T_c$, vem

$$Q_c = A_c \cdot (g \cdot h_c)^{1/2}$$

que é a primeira equação básica do fluxo crítico. A segunda provém da equação da continuidade ($Q = A \cdot V$) de onde resulta

$$Vc = (g \cdot hc)^{1/2}$$

A expressão $V / (2g \cdot h)$ define o número (adimensional) de Froude, que separa os escoamentos supercrítico dos subcríticos e cujo valor, no regime crítico é 1 (um)

Quantificação da energia específica do fluxo crítico:

Substituindo, na equação da energia específica o valor da velocidade pelo da velocidade crítica, resulta

$$Ec = 1,5 hc$$

Relação básica para dimensionamento dos bueiros no regime crítico (ver fig. 7.4)

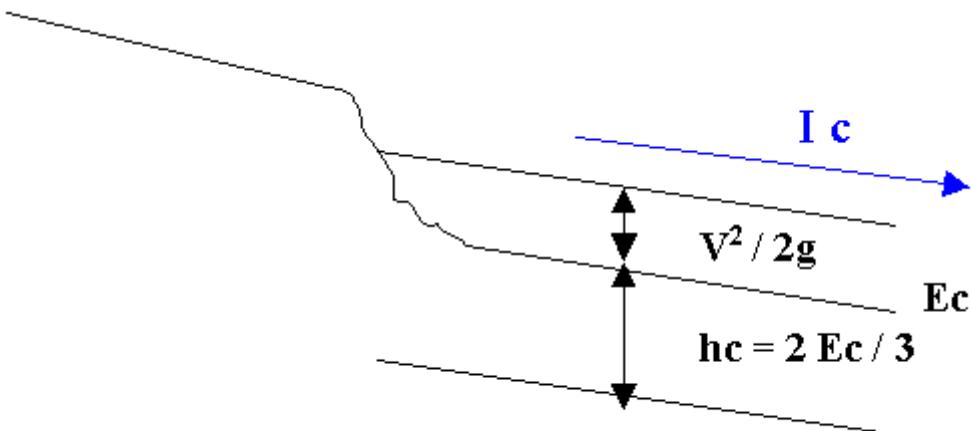


Figura 7.4

Além de ser o tipo de fluxo que se dá com o mínimo de energia, o regime crítico acontece em pelo menos uma seção ao longo do canal, exercendo o controle da capacidade hidráulica da obra, desde que não haja restrições de seção a jusante que limitem tal capacidade.

Ao dimensionar o bueiro como canal, o escoamento poderá seguir o regime crítico, subcrítico ou supercrítico. Sempre que as condições permitirem, o bueiro deve ser dimensionado de acordo com a teoria do fluxo crítico.

A energia específica d'água é a energia total do peso d'água em relação ao fundo da obra, tomado como plano de referência. Assim a energia específica será a soma da energia cinética com a energia estática ou de pressão, correspondente à profundidade d'água :

$$E = h + V^2 / 2 g$$

Fórmulas empíricas:

Partindo do pressuposto de que o regime crítico se realiza quando a energia crítica é a metade da energia estática, é valida a fórmula de Manning :

$$V = R^{2/3} \cdot I^{1/2} / \eta \text{ ou } I = Vc^2 \cdot \eta^2 / R^{4/3}$$

Conhecendo a vazão (Q) de contribuição da bacia para o bueiro pelos estudos hidrológicos, o coeficiente de rugosidade (h) do material do bueiro e a declividade (I) do terreno, determinada pelos estudos topográficos, podemos dimensionar o bueiro pela fórmula de Manning e pela equação da continuidade:

$$V = Q / S$$

onde

V= velocidade de escoamento em m/s;

I = declividade longitudinal do terreno (do bueiro), em m/m;

η = coeficiente de rugosidade de Manning , função do material do bueiro;

R = raio hidráulico em m ($R = S_m / P_m$ = área da seção reta / perímetro, molhados);

Q = vazão admissível na valeta, em m^3 / s ;

S = área molhada, em m^2 .

Das duas equações, resulta também

$$Q = S \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot \eta^{-1}$$

Expressões das grandezas hidráulicas para o estabelecimento de fórmulas do regime crítico:

Caso dos bueiros tubulares

Os valores necessários ao projeto são diretamente ligados ao nível de enchimento do conduto.

Os cálculos e fórmulas a serem empregados serão muito simplificados a usar o ângulo θ (figura 7.5) como parâmetro do respectivo enchimento (expressar sempre em radianos) .

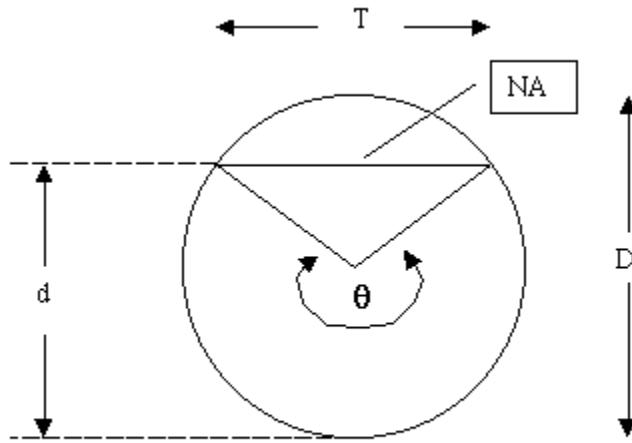


Figura 7.5 – seção bueiro circular (tubular)

$$\text{Da figura, } \cos(\theta/2) = 1 - 2d/D$$

$$\text{Área molhada: } A = D^2 \cdot (\theta - \sin \theta) / 8$$

$$\text{Perímetro molhado: } P = D \cdot \theta / 2$$

$$\text{Raio hidráulico: } R = A / P = D \cdot (\theta - \sin \theta) / 4\theta$$

$$\text{Largura da superfície livre do fluxo: } T = D \cdot \sin(\theta/2)$$

$$\text{Profundidade hidráulica: } h = A / T = D(\theta - \sin \theta) / (8 \sin \theta / 2)$$

Nas fórmulas acima, o ângulo θ sempre será expresso em radianos.

Fórmulas do escoamento no regime crítico, utilizando estes dados e simplificando :

$$\text{Vazão crítica: } A_c (g \cdot h_c)^{1/2} = Q_c = (g / 512) \cdot (\theta c - \sin \theta c)^{1.5} \cdot D^{2.5} / (\sin \theta c / 2)^{1/2}$$

$$\text{ou } Q_c = 0.138 \cdot (\theta c - \sin \theta c)^{1.5} \cdot D^{2.5} / (\sin \theta c / 2)^{1/2}, \text{ em m}^3/\text{s},$$

$$\text{Velocidade crítica: } (g \cdot h_c)^{1/2} = V_c = [D \cdot g \cdot (\theta c - \sin \theta c) / (8 \sin \theta c / 2)]^{1/2}$$

$$\text{ou } V_c = 1.107 [D \cdot (\theta c - \sin \theta c) / (8 \sin \theta c / 2)]^{1/2}, \text{ em m/s}$$

Declividade crítica:

Para que ocorra escoamento uniforme em regime crítico é necessário que a superfície da lâmina d'água seja paralela ao fundo do canal e tenha altura igual ao tirante crítico correspondente à vazão de escoamento. Para determinar a declividade que proporciona o escoamento em regime crítico usar a expressão de Manning considerando a declividade do bueiro igual ao gradiente hidráulico (fluxo uniforme) $\mathbf{V} = \mathbf{R}^{2/3} \cdot I^{1/2} / \eta$, donde $I_c = \eta^2 V_c^2 / R_c^{4/3}$

Fazendo as substituições devidas,

$$\text{Declividade crítica} = I_c = \eta^2 \cdot g \cdot \theta c \cdot [\theta c / (2D / \theta c - \sin \theta c)]^{3/2} / \sin \theta c / 2$$

Tirante crítico:

$$\text{Partindo da vazão crítica } Q_c = 0,138 \cdot (\theta c - \sin \theta c)^{1.5} \cdot D^{2.5} / (\sin \theta c / 2)^{1/2}$$

e da expressão de θ em função de d_c e D_c : $\theta c = 2 \arccos(1 - 2d_c / D)$, sendo d_c explicitado em função de Q_c , por ajustagem de curvas, leva a

$$d_c = 0,569 (Q_c / (D)^{1/2})^{1/2}, \text{ para } d_c / D < 0,9$$

$$d_c = 3,023 (Q_c)^{1/5} [2,786 (D)^{1/2} - (Q_c)^{1/3}] - 4,869 D, \text{ para } 1 > d_c / D > 0,65$$

em metros.

Caso dos bueiros celulares

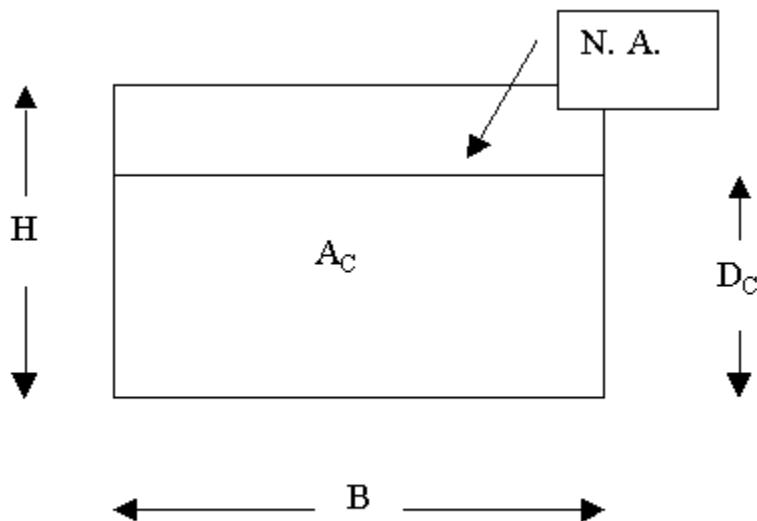


Figura 7.6 : seção bueiro celular

Onde:

H = altura da seção do bueiro;

B = base da seção;

d = tirante; (d_c ou D_c = tirante crítico)

A = área molhada do fluxo. (A_c = área molhada correspondente ao regime crítico)

Da figura 7.6, temos:

Área molhada: $A = B \cdot D$

Perímetro molhado: $P = B + 2d$

Raio hidráulico: $R = A / P = B \cdot d / (B + 2d)$

Largura da superfície livre do fluxo: $T = B$

Profundidade hidráulica: $h = A / T = d$

Fazendo as substituições nas fórmulas

$$A_c (g \cdot h_c)^{1/2} = Q_c = B \cdot g^{1/2} \cdot d_c^{1.5}$$

$$(g \cdot h_c)^{1/2} = V_c = (g \cdot d_c)^{0.5}$$

$$n^2 V_c^2 / R_c^{4/3} = I_c = \eta^2 \cdot g \cdot d_c [(B+2d_c) / (B \cdot d_c)]^{4/3}$$

Adotando-se $n = 0,015$ e $g = 9,81 \text{ m} / \text{s}^2$, estas fórmulas simplificam-se para

$$Q_c = 3,132 B \cdot d_c^{1.5}, \text{ em } \text{m}^3 / \text{s}$$

$$V_c = 3,12 d_c^{0.5}$$

$$I_c = 0,0022 [1 + (2d_c / B)]^{4/3} / d_c^{1/3}, \text{ em } \text{m} / \text{m}$$

Destas formulas, também se pode deduzir que

$$d_c = 0,467 (Q_c / B)^{2/3}, \text{ em m}$$

Com esses dados, podemos partir para o [dimensionamento dos bueiros](#) (<= clique para continuar)

Bueiros de transposição de talvegues:

Recordando o início deste assunto, vimos que o regime dos fluxos pode ser dividido em 3 categorias:

- a. regime crítico, consumindo o mínimo de energia e tendo uma declividade própria para uma dada descarga;
- b. regime rápido, definido por ter a declividade do conduto superior à do regime crítico;
- c. regime subcrítico, onde a declividade é inferior à do regime crítico.

Usamos um processo para dimensionar bueiros como canais segundo os regimes critico e rápido, e outro processo para o dimensionamento como canal no regime subcrítico.

Dimensionamento nos regimes crítico e rápido:

Caso dos bueiros tubulares (seção circular)

Adotar a altura representativa da energia específica do fluxo crítico igual à altura dos bueiros. Não permitir carga hidráulica à montante, para não funcionar como orifício. Assim,

$$E_c = D$$

$$\text{como } E_c = 3 h_c / 2 \text{ e } h_c = D (q_c - \sin q_c) / 8 \sin q_c / 2 ,$$

$$E_c = D = 3 D (q_c - \sin q_c) / 16 \sin q_c / 2 , \text{ que fornece}$$

$$q_c = 4,0335 \text{ rd (radianos) ou } q_c = 231^\circ 06' 09'' ,$$

que corresponde ao tirante crítico

$$dc = 0,716 D$$

substituindo o valor de q nas fórmulas anteriores, para bueiros tubulares, chegamos às fórmulas finais para o dimensionamento dos bueiros tubulares no regime crítico:

$$Q_c = 1,533 D^{2,5}, \text{ em } m^3 / s$$

$$V_c = 2,56 D^{0,5}, \text{ em } m / s$$

$$I_c = 32,82 h^2 D^{-1/3}, \text{ em } m / m$$

Esses valores são apresentados na tabela 7.0 para as dimensões usuais dos tubos.

Tabela 7.0 – bueiros tubulares

Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros tubulares de concreto trabalhando como canal ($E_c = D$) (fonte: Manual de Drenagem DNER, pág. 45)

TIPO	DIAMETRO (m)	AREA MOLHADA CRITICA (m^2)	VAZAO CRITICA Q_c (m^3 / s)	VELOCIDADE CRITICA V_c (m / s)	DECLIVIDADE CRITICA I_c %
BSTC	0,60	0,22	0,43	1,98	0,88
BSTC	0,80	0,39	0,88	2,29	0,80
BSTC	1,00	0,60	1,53	2,56	0,71
BSTC	1,20	0,87	2,42	2,80	0,70
BSTC	1,50	1,35	4,22	3,14	0,65
BDTC	1,00	1,20	3,07	2,56	0,71
BDTC	1,20	1,73	4,84	2,80	0,70
BDTC	1,50	2,71	8,45	3,14	0,65

BTTC	1,00	1,81	4,60	2,56	0,71
BTTC	1,20	2,60	7,26	2,80	0,70
BTTC	1,50	4,06	12,67	3,14	0,65

Velocidades e vazões máximas para bueiros tubulares com declividades fixadas

Pode ser demonstrado (manual de drenagem do DNER, páginas 68-70) que $d = 0,813 D$ corresponde ao tirante para a condição de velocidade máxima. Levando às equações gerais de fluxo, obtém-se

$$\text{Velocidade máxima } V_{MAX} = 0,452 D^{2/3} \cdot I^{0,5} \cdot h^{-1}$$

$$\text{Vazão correspondente à velocidade máxima } Q_{(V_{MAX})} = 0,309 D^{8/3} \cdot I^{0,5} \cdot h^{-1}$$

Vazão máxima

Também se demonstra (páginas 70-72 do Manual de Drenagem do DNER) que obtém-se vazão máxima com um tirante $d = 0,938 D$, que levado às equações gerais do fluxo fornece

$$\text{Vazão máxima } Q_{MAX} = 0,335 D^{8/3} \cdot I^{0,5} \cdot h^{-1}$$

$$\text{Velocidade durante a vazão máxima } V = 0,438 D^{2/3} \cdot I^{0,5} \cdot h^{-1}$$

Isto é:

"A velocidade máxima não corresponde à vazão máxima"

Regime rápido ou supercrítico:

Sempre que o escoamento no bueiro se dá em declividade superior à crítica, sua vazão admissível está limitada à do fluxo crítico, arbitrada para a condição de energia específica igual à D ou H.

O tirante d'água do fluxo uniforme em regime rápido diminui em relação ao do fluxo crítico, correspondendo ao aumento da velocidade. No corpo do bueiro funcionando em regime rápido, o fluxo varia desde o crítico (seção critica ou de controle) junto à entrada do bueiro, até o supercrítico uniforme, em obras de maiores extensões. Se não houver interferência de jusante do bueiro, junto à boca de saída se terá fluxo uniforme em regime supercrítico. Isto poderá acarretar velocidade excessiva, que acarrete erosão do tubo.

Por exemplo, a velocidade máxima admissível em tubos de concreto é de 4,5 m/s. Ocorrendo excesso de velocidade, há que procurar reduzir a declividade de instalação ou procurar outro tipo de tubo com maior resistência à erosão.

Para determinar a declividade máxima admissível, no caso de bueiros de concreto de seção circular, pode ser usada a tabela "Tubulares parcialmente cheios", tendo como dado de entrada o argumento A / D^2 , onde a área molhada A é igual à vazão Q dividida pela velocidade limite 4,5 m / s e D o diâmetro do tubo ($A = Q / 4,5$) . Da tabela se conseguirá o fator K_v , onde

$$K_v = V \cdot h \cdot D^{-2/3} \cdot I^{-1/2}$$

Isolando o valor I , obtemos a declividade limite por

$$I = (V \cdot h \cdot D^{-2/3} / K_v)^2$$

Uma alternativa é usar a fórmula de Manning , que no caso de tubo de concreto fornece

$$Iv_{4,5} = 0,0045 R^{-4/3} (\text{m/m}),$$

Caso de bueiros celulares de seção retangular

Valendo a mesma condição de que a altura representativa da energia específica seja igual à altura do bueiro, $E_c = H$. Sendo $E_c = 1,5 hc$, temos $H = 1,5 hc$ ou $hc = 2 H / 3$.

Como $hc = dc$, $dc = 2H / 3$

Substituindo este valor nas fórmulas anteriormente vistas para seção retangular, temos as equações finais para o dimensionamento de bueiros celulares de seção retangular:

$$Q_c = 1,705 B \cdot H^{1,5}, \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V_c = 2,56 H^{0,5}, \text{ em m / s}$$

$$I_c = 2,60 h^2 (3 + 4H/B)^{4/3} H^{-1/3}, \text{ em m / m}$$

Algumas considerações:

As dimensões mínimas a adotar para bueiros de grota são:

- Bueiros tubulares: diâmetro de 1,0 m;
- Bueiros celulares: 1,0 x 1,0 m.

Excetuam-se os casos onde já existam bueiros de dimensões menores, cuja inspeção demonstre perfeito estado de sua estrutura e bom desempenho hidráulico.

As dimensões máximas são definidas principalmente por razões de ordem econômica, devendo ser comparados os custos com os de bueiros de seção elíptica, de pontilhões e pontes. Quase nunca são construídos bueiros maiores que BTTC (1,5m) ou BTCC (3x3m).

Caso de bueiros celulares de seção quadrada

Como no quadrado de lado L a base B é igual à altura H, isto é, $B = H = L$, as fórmulas simplificam-se para

$$Q_c = 1,705 L^{5/2} \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V_c = 2,56 L^{0,5} \text{ m / s}$$

$$I_c = 34,75 h^2 L^{1/3} \text{ m / m}$$

O cálculo pode ser mais rápido e agradável com o uso de programas ou planilhas de cálculo, mas existem tabelas (como a 7.1) para as dimensões mais usuais (e as tabelas 03-17 - paginas 47-61, do Manual de Drenagem do DNER) para tubos metálicos corrugados circulares, lenticulares e elípticos).

Tabela 7.1 – bueiros celulares

Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros celulares de concreto trabalhando como canal ($E_c = D$) (fonte: Manual de Drenagem DNER, pág. 46)

TIPO	BASE X ALTURA (m x m)	ÁREA MOLHADA CRITICA (m ²)	VAZÃO CRITICA (m ³ / s)	VELOCIDADE CRITICA (m / s)	DECLIVIDADE CRITICA %
BSCC	1,0x1,0	0,67	1,71	2,56	0,78
BSCC	1,5x1,5	1,50	4,70	3,14	0,68
BSCC	2,0x1,5	2,00	6,26	3,14	0,56
BSCC	2,0X1,0	2,67	9,64	3,62	0,62
BSCC	2,0X2,5	3,33	13,48	4,05	0,69
BSCC	2,0X3,0	4,00	17,72	4,43	0,76
BSCC	2,5X2,5	4,17	16,85	4,05	0,58
BSCC	3,0X1,5	3,00	9,40	3,14	0,44
BSCC	3,0X2,0	4,00	14,47	3,62	0,47

BSCC	3,0X2,5	5,00	20,22	4,05	0,51
BSCC	3,0X3,0	6,00	26,58	4,43	0,54
BDCC	2,0X1,5	4,00	12,53	3,14	0,56
BDCC	2,0X2,0	5,33	19,29	3,62	0,62
BDCC	2,0X2,5	6,67	26,96	4,05	0,69
BDCC	2,0X3,0	8,00	35,44	4,43	0,76
BDCC	2,5X2,5	8,33	33,70	4,05	0,58
BDCC	3,0X1,5	6,00	17,79	3,14	0,44
BDCC	3,0X2,0	8,00	28,93	3,62	0,47
BDCC	3,0X2,5	10,00	40,44	4,05	0,51
BDCC	3,0X3,0	12,00	53,16	4,43	0,54
BTCC	2,0X2,0	8,00	28,93	3,62	0,62
BTCC	2,0X2,5	10,00	40,44	4,05	0,69
BTCC	3,0X2,5	15,00	60,66	4,05	0,51
BTCC	3,0X3,0	18,00	79,73	4,43	0,54

Dimensionamento no regime subcrítico:

Quando a declividade do bueiro é inferior à crítica, o dimensionamento (diâmetro e verificação da velocidade de fluxo) é feita pelas equações gerais de fluxo.

Equações gerais de fluxo para bueiros tubulares e celulares

(não havendo fórmulas simples para relacionar as grandezas hidráulicas dos bueiros de seção lenticular ou elíptica, utilizamos um "roteiro" para seu dimensionamento)

(para mais detalhes sobre a dedução das fórmulas apresentadas, consultar o Manual de Drenagem do DNER --páginas 62 a 65)

Bueiros tubulares (seção circular)

Velocidade

$$V = I^{0,5} \cdot D^{2/3} \cdot h^{-1} \cdot [(q - \operatorname{sen} q) / 4q]^{2/3}$$

Vazão

$$Q = D^{8/3} \cdot I^{1/2} \cdot h^{-1} \cdot [(q - \operatorname{sen} q)^5 / 2q^2]^{1/3} / 16$$

Na expressão da velocidade, fazendo $K_V = [(q - \operatorname{sen} q) / 4q]^{2/3}$ tem-se

$$V = I^{0,5} \cdot D^{2/3} \cdot h^{-1} \cdot K_V, \text{ de onde sai}$$

$$K_V = V \cdot h \cdot D^{-2/3} \cdot I^{-0,5}$$

Na expressão da vazão, fazendo $K_Q = [(q - \operatorname{sen} q)^5 / 2q^2]^{1/3} / 16$

Tem-se

$$Q = D^{8/3} \cdot I^{1/2} \cdot h^{-1} \cdot K_Q \text{ ou}$$

$$K_Q = Q \cdot h \cdot D^{-8/3} \cdot I^{-0,5}$$

E também

$$D = [Q \cdot h / (K_Q \cdot I^{0,5})]^{3/8}$$

Como os coeficientes K_Q e K_V são funções exclusivas do ângulo q , e este está relacionado ao tirante e ao diâmetro D pela equação $\cos q/2 = 1 - 2d/D$ ou $q = 2 \arccos(1-2d/D)$, os valores q , K_Q e K_V podem ser tabelados, o que é feito na tabela dos tubos parcialmente cheios, usada para os regimes subcrítico e rápido, já mencionada.

Bueiros celulares

Velocidade

$$V = (Bd / (B + 2d)^{2/3} \cdot I^{0,5} \cdot h^{-1}) \text{ m/s}$$

Vazão

$$Q = [(Bd)^5 / (B + 2d)^2]^{1/3} \cdot I^{0,5} \cdot h^{-1} \text{ m}^3/\text{s}$$

na expressão da velocidade, fazendo $K_V = (Bd / (B + 2d)^{2/3})$, tem-se

$$V = K_V \cdot I^{0,5} \cdot h^{-1}$$

ou

$$K_V = h \cdot V \cdot I^{-0,5}$$

Da expressão da vazão, fazendo $K_Q = [(Bd)^5 / (B + 2d)^2]^{1/3}$ temos

$$Q = K_Q \cdot I^{0,5} \cdot h^{-1}$$

ou

$$K_Q = Q \cdot h \cdot I^{-0,5}$$

Nos bueiros celulares há três grandezas a considerar: largura B, tirante d e altura H.

Fixando uma delas, em geral a largura B, determina-se a outra, d, pois a terceira será conseqüência de d, já que se admite uma folga (altura livre entre a lámina d'água e a laje superior do bueiro, relacionada ao tirante. O DNER adota uma folga mínima de 0,25.d: assim a altura do bueiro passa a ser **H = 1,25.d**

Coeficientes K_V e K_Q :

Podem ser obtidos pelos gráficos 7.1 e 7.2, que relacionam B e d a K_V e K_Q . Nestas curvas, B varia de 1 a 3 m com intervalos de 0,5 m, e d varia de 0,20 m a 3,00 m.

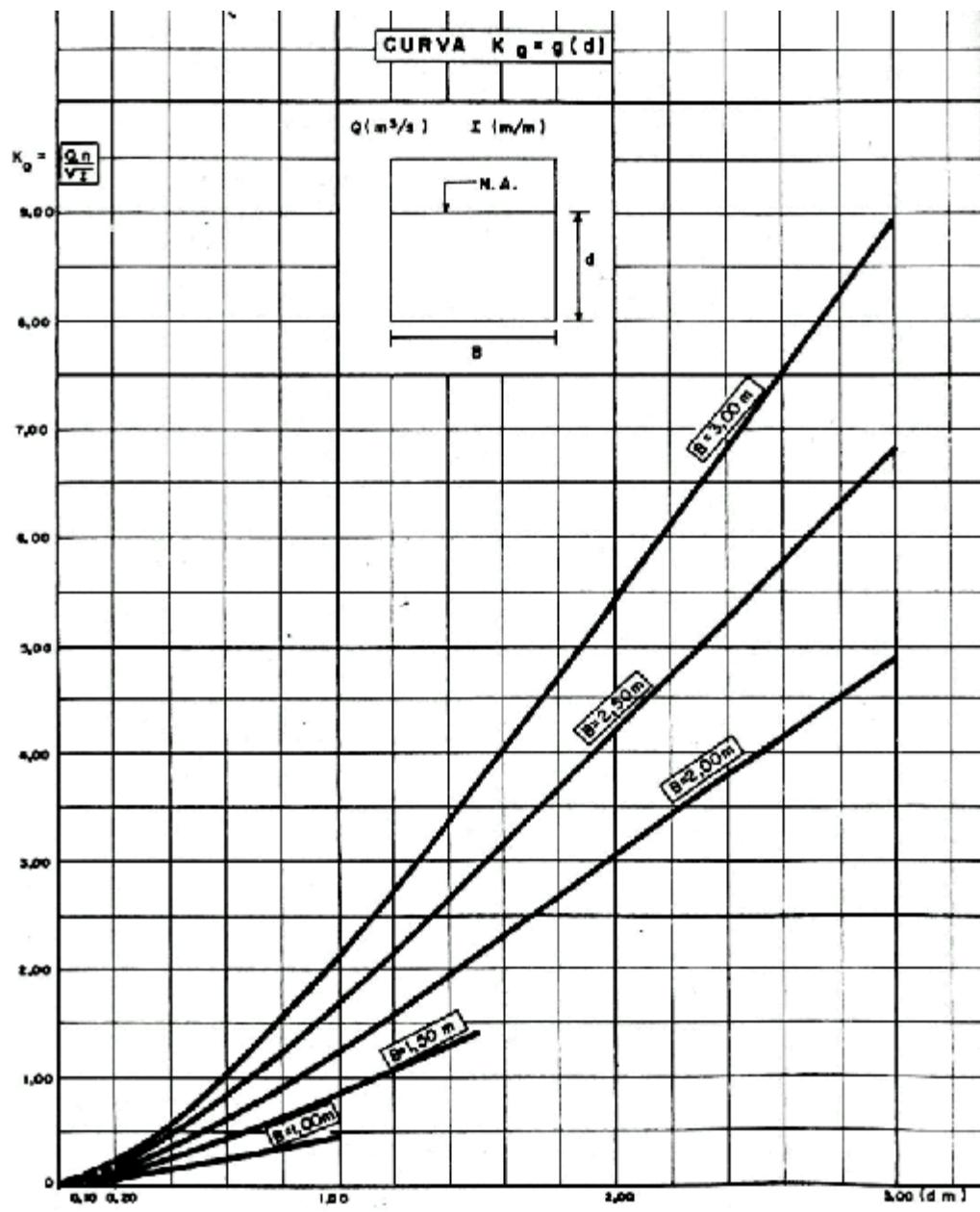


Gráfico 7.1 – K_Q como função de d
(fonte: Manual de Drenagem do DNER, pág. 76)

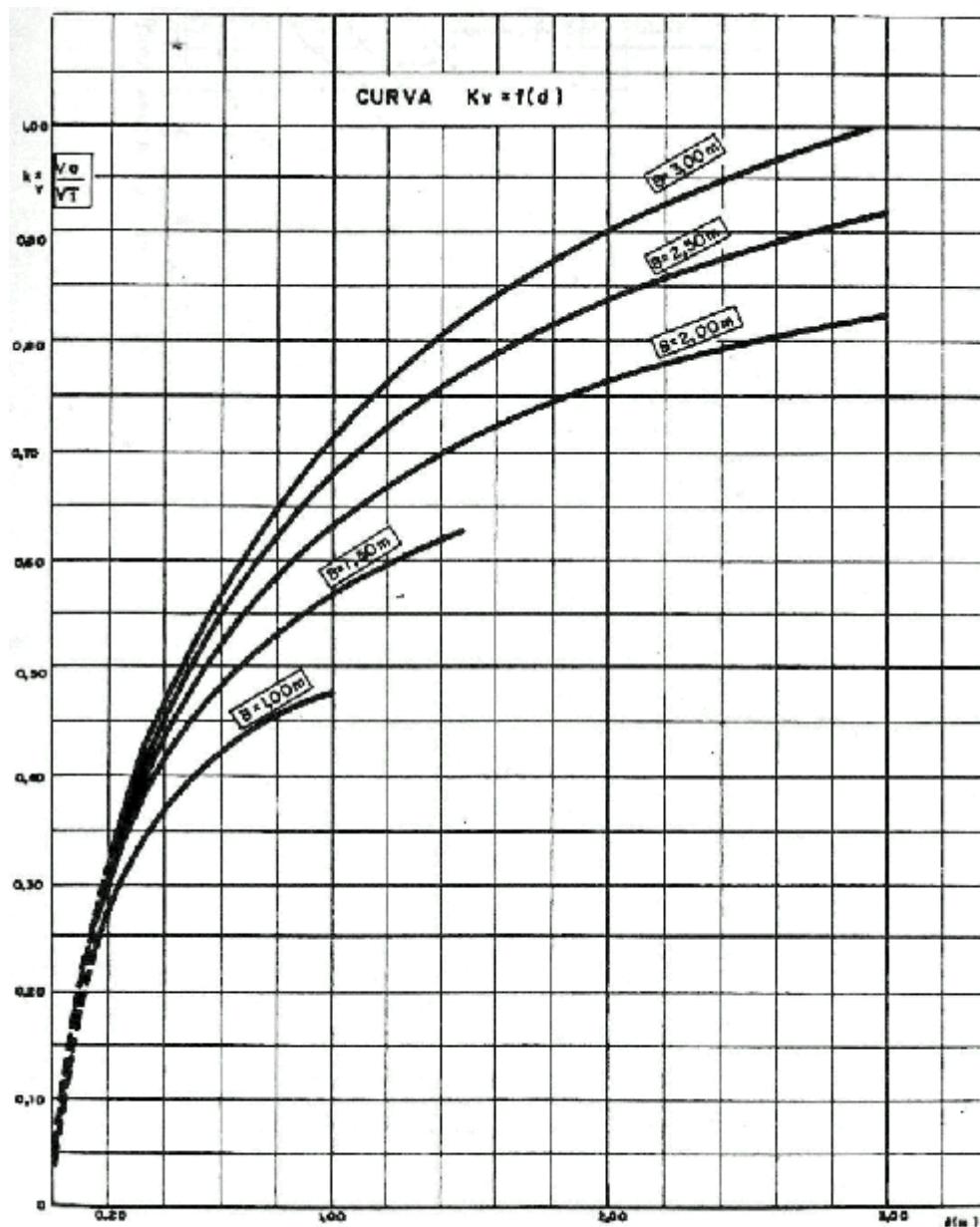


Gráfico 7.2 – K_v como função de d
 (fonte: Manual de Drenagem do DNER, pag.77)

Roteiros para dimensionamento:

Dados para o cálculo:

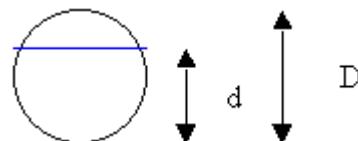
O valor de Q é a descarga da bacia a ser drenada, calculada nos estudos hidrológicos do projeto;

O valor de I vem do levantamento topográfico do local de implantação do bueiro;

O valor h depende do revestimento do bueiro (concreto, chapa metálica, corrugada, etc.) .

Seqüência de cálculo

Bueiros tubulares



1. Adote-se inicialmente um valor para d / D (0,20 a 0,80 , geralmente o máximo 0,80);
2. Com esse valor d/D , consultar a tabela dos parcialmente cheios, para obter o coeficiente K_Q ;
3. Usando K_Q na expressão $D = [Q \cdot h / (K_Q \cdot I^{0,5})]^{3/8}$, determinar o diâmetro teórico D . Se este for inadequado (restrições do local ou por ser maior que os diâmetros comerciais), passar a considerar bueiro de seção múltipla, dividindo a descarga de projeto pelo número de linhas de tubo a adotar. Ao final será fixada para a linha de tubos simples ou múltipla o diâmetro mais próximo e maior , comercialmente disponível.
4. Com o diâmetro comercial adotado calcular o novo valor K_Q , obtendo na tabela dos parcialmente cheios a relação d/D e o valor K_V , para obter o valor da velocidade V . Comparar a velocidade de escoamento V com os valores mínimo e máximo aceitáveis, função da erosão das paredes dos tubos e da sedimentação de partículas em suspensão.
5. Se os valores acima forem aceitáveis, o dimensionamento está concluído. Caso contrário, parte-se de nova relação d / D , procurando aumentar ou diminuir a velocidade.

Bueiros celulares



1. Com os valores Q , I e h , calcular K_Q . Com este valor, consultar o gráfico 7.1 , partindo da ordenada K_Q , obtendo o valor de d mediante paralela ao eixo das abscissas até interceptar a curva do B escolhido.

Com os valores B e d, obter Kv no grafico 7.2, e, consequentemente, V, pois $V = K_V \cdot I^{0.5} \cdot h^{-1}$;

2. Se V for aceitável (mesmas condições anteriores) e se forem atendidas as condições (topográficas) locais, o dimensionamento está terminado. Caso contrário, por tentativas, procurar dimensões que levem a valores aceitáveis.
3. Quando o valor de Q conduz a um valor K_Q acima do limite superior das curvas, significa ser necessário adotar bueiros múltiplos. O cálculo será refeito dividindo o valor de Q por 2 ou 3, conforme o número de linhas adotadas.

Outra opção é adotar bueiros lenticulares ou elípticos, cujo cálculo segue "grosso modo" a seqüência apresentada para bueiros tubulares, apenas com o uso de outras tabelas. Se acima de 3 linhas, possivelmente será preferível adotar pontilhão ou ponte.

TABELA DOS CIRCULARES PARCIALMENTE CHEIOS

Área molhada, raio hidráulico, Kv e KQ para bueiros de seção circular, em função da altura relativa do tirante

d = tirante

Q = vazão (m³/s)

D = diâmetro do bueiro

n = coeficiente de rugosidade de Manning

A = área molhada

I = declividade do bueiro (m/m)

R = raio hidráulico

$$Kv = V \cdot n \cdot D^{-2/3} \cdot I^{-0.5}$$

$$K_Q = Q \cdot n \cdot D^{-8/3} \cdot I^{-0.5}$$

d/D	A/D²	R/D	Kv	KQ
0,01	0,0013	0,0066	0,0353	0,00005
0,02	0,0037	0,0132	0,0559	0,00021
0,03	0,0069.	0,0197	0,0730	0,00050
0,04	0,0105	0,0262	0,0881	0,00093

0,05	0,0147	0,0326	0,1019	0,00150
0,06	0,0192	0,0389	0,1147	0,00221
0,07	0,0242	0,0451	0,1267	0,00306
0,08	0,0294	0,0513	0,1381	0,00406
0,09	0,0350	0,0575	0,1489	0,00521
0,10	0,0409	0,0635	0,1592	0,00651
0,11	0,0470	0,0695	0,1691	0,00795
0,12	0,0534	0,0755	0,1786	0,00953
0,13	0,0600	0,0813	0,1877	0,01126
0,14	0,0668	0,0871	0,1965	0,01313
0,15	0,0739	0,0929	0,2051	0,0152
0,16	0,0811	0,0986	0,2133	0,0173
0,17	0,0885	0,1042	0,2214	0,0196
0,18	0,0961	0,1097	0,2291	0,0220
0,19	0,1039	0,1152	0,2367	0,0246
0,20	0,1118	0,1206	0,2441	0,0273
0,21	0,1199	0,1259	0,2512	0,0301
0,22	0,1281	0,1312	0,2582	0,0331
0,23	0,1365	0,1364	0,2650	0,0362
0,24	0,1449	0,1416	0,2716	0,0394
0,25	0,1535	0,1466	0,2780	0,0427
0,26	0,1623	0,1516	0,2843	0,0461
0,27	0,1711	0,1566	0,2905	0,0497
0,28	0,1800	0,1614	0,2965	0,0534
0,29	0,1890	0,1662	0,3023	0,0571
0,30	0,1982	0,1709	0,3080	0,0610
0,31	0,2074	0,1756	0,3136	0,0650
0,32	0,2167	0,1802	0,3190	0,0691
0,33	0,2260	0,1847	0,3243	0,0733
0,34	0,2355	0,1891	0,3295	0,0776
0,35	0,2450	0,1935	0,3345	0,0820
0,36	0,2546	0,1978	0,3394	0,0864
0,37	0,2642	0,2020	0,3443	0,0910

0,38	0,2739	0,2062	0,3490	0,0956
0,39	0,2836	0,2102	0,3535	0,1003
0,40	0,2934	0,2142	0,3580	0,1050
0,41	0,3032	0,2182	0,3624	0,1099
0,42	0,3130	0,2220	0,3666	0,1148
0,43	0,3229	0,2258	0,3708	0,1197
0,44	0,3328	0,2295	0,3748	0,1247
0,45	0,3428	0,2331	0,3787	0,1298
0,46	0,3527	0,2366	0,3825	0,1349
0,47	0,3627	0,2401	0,3863	0,1401
0,48	0,3727	0,2435	0,3899	0,1453
0,49	0,3827	0,2468	0,3934	0,1506
0,50	0,3927	0,2500	0,3968	0,1558
0,51	0,4027	0,2531	0,4002	0,1611
0,52	0,4127	0,2562	0,4034	0,1665
0,53	0,4227	0,2592	0,4065	0,1718
0,54	0,4327	0,2621	0,4095	0,1772
0,55	0,4426	0,2649	0,4124	0,1825
0,56	0,4526	0,2676	0,4153	0,1879
0,57	0,4625	0,2703	0,4180	0,1933
0,58	0,4724	0,2728	0,4206	0,1987
0,59	0,4822.	0,2753	0,4231	0,2040
0,60	0,4920	0,2776	0,4256	0,2094
0,61	0,5018	0,2799	0,4279	0,2147
0,62	0,5115	0,2821	0,4301	0,2200
0,63	0,5212	0,2842	0,4323	0,2253
0,64	0,5308	0,2862	0,4343	0,2306
0,65	0,5404	0,2881	0,4362	0,2358
0,66	0,5499	0,2900	0,4381	0,2409
0,67	0,5594	0,2917	0,4398	0,2460
0,68	0,5687	0,2933	0,4414	0,2511
0,69	0,5780	0,2948	0,4429	0,2560
0,70	0,5872	0,2962	0,4444	0,2609

0,71	0,5964	0,2975	0,4457	0,2658
0,72	0,6054	0,2987	0,4469	0,2705
0,73	0,6143	0,2998	0,4480	0,2752
0,74	0,6231	0,3008	0,4489	0,2797
0,75	0,6319	0,3017	0,4498	0,2842
0,76	0,6405	0,3024	0,4505	0,2886
0,77	0,6489	0,3031	0,4512	0,2928
0,78	0,6573	0,3036	0,4517	0,2969
0,79	0,6655	0,3039	0,4520	0,3008
0,80	0,6736	0,3042	0,4523	0,3047
0,81	0,6815	0,3043	0,4524	0,3083
0,82	0,6893	0,3043	0,4524	0,3118
0,83	0,6969	0,3041	0,4522	0,3151
0,84	0,7043	0,3038	0,4519	0,3182
0,85	0,7115	0,3033	0,4514	0,3212
0,86	0,7186	0,3026	0,4507	0,3239
0,87	0,7254	0,3018	0,4499	0,3263
0,88	0,7320	0,3007	0,4489	0,3286
0,89	0,7384	0,2995	0,4476	0,3305
0,90	0,7445	0,2980	0,4462	0,3322
0,91	0,7504	0,2963	0,4445	0,3335
0,92	0,7560	0,2944	0,4425	0,3345
0,93	0,7612	0,2921	0,4402	0,3351
0,94	0,7662	0,2895	0,4376	0,3353
0,95	0,7707	0,2865	0,4345	0,3349
0,96	0,7749	0,2829	0,4309	0,3339
0,97	0,7785	0,2787	0,4267	0,3322
0,98	0,7816	0,2735	0,4213	0,3293
0,99	0,7841	0,2666	0,4142	0,3247
1,00	0,7854	0,2500	0,3968	0,3117
d/D	A/D²	R/D	K_V	K_Q

$$A/D^2 = (q - \operatorname{sen} q) / 8$$

$$R / D = (q - \sin q) / 4 q$$

$$Kv = (R / D)^{2/3} = [(q - \sin q) / 4 q]^{2/3}$$

$$KQ = A \cdot (R / D)^{2/3} \cdot D^{-2} = [(q - \sin q)^5 / 2 q^2]^{1/3} / 16$$

$$q = 2 \arccos (1 - 2d / D)$$

Experimente a planilha criada por Fabiano Faria de Carvalho Souza para
[Dimensionamento de Bueiros Celulares de Concreto](#)

PONTES E PONTILHÕES

Drenagem de transposição de talvegues: textos
<u>Generalidades - bueiros - regimes de fluxo</u>
(este texto)
<u>Dimensionamento dos bueiros de transposição de talvegues</u>
<u>Pontes e pontilhões (este texto)</u>

PONTILHÕES

Objetivo e características:

São obras destinadas a transpor talvegues de bacias hidrográficas nos casos em que não for viável a construção de bueiros, por

- **Imposição da descarga de projeto;**
- **Do greide projetado;**
- **Pelas peculiaridades topográficas do local da transposição.**

Tempo de recorrência:

O tempo de recorrência para a determinação da descarga de projeto será compatível com a importância da rodovia e com o risco a temer da destruição da obra ou de interrupção de tráfego. O risco a adotar é de 25% : a vida útil da obra será previamente fixada; entretanto, o tempo mínimo a adotar será de 50 anos.

Dimensionamento:

Seguirá sistemática idêntica ao das pontes, exposta adiante.

Apresentação dos projetos:

Os elementos de apresentação são os mesmos dos projetos de pontes, expostos adiante.

PONTES

Objetivos:

Vencer os talvegues formados pelos cursos d'água, quando não for viável a construção de bueiros ou pontilhões. Distinguem-se dos pontilhões pela extensão e pelo sistema estrutural.



Elementos de projeto

Tempo de recorrência:

Deve ser compatível com o porte da obra e sua vida útil, com a importância da rodovia e com o risco a temer devido a interrupção do tráfego ou da destruição da obra, de vidas humanas e de propriedades adjacentes. O risco a adotar é de 10 %; a vida útil da obra deverá ser previamente fixada, entretanto o tempo mínimo de recorrência será de 100 anos.

Dimensionamento:

Compete ao projetista determinar os seguintes elementos:

- **Cota de máxima cheia para a descarga de projeto, fornecida pelos estudos hidrológicos ou a partir de inspeção local dos níveis alcançados pela água em máximas cheias conhecidas;**
- **tirante livre, ou seja, a altura livre entre o nível de máxima cheia e o ponto mais baixo da estrutura;**
- **A extensão mínima da obra, que poderá ser alterada para mais, por imposição das condições topográficas locais e pelo greide da rodovia;**
- **A velocidade da água nas proximidades da obra;**

- A proteção da saia dos aterros de acesso à obra, tendo em vista a máxima cheia.

Para obter os elementos anteriormente citados, devem ser obtidos:

- A descarga de projeto, pelos estudos hidrológicos levando em conta o tempo de recorrência adotado e os métodos de cálculo recomendados para o caso, de preferência os estatísticos, sempre que possível;
- A declividade do leito do curso d'água, ou da sua lâmina d'água (gradiente), determinada entre dois pontos, sendo um a jusante e outro a montante da obra, e distantes do eixo da rodovia pelo menos 100 m;
- Levantamento de seções normais ao curso do rio no local de sua travessia pelo eixo da rodovia, a montante e a jusante;
- coeficiente de Manning a adotar para o curso d'água após inspeção local e exame da tabela própria, disponível mais adiante.

Método de determinação da cota de máxima cheia e vão da obra:

Para cada altura (h) do nível que a água atinge na seção (figura 7c-1) haverá uma área molhada (A), um perímetro molhado (P) e, consequentemente, um raio hidráulico (R) e uma velocidade (V), definida pela fórmula de Manning

$$V = R^{2/3} \cdot I^{0,5} \cdot h^{-1}$$

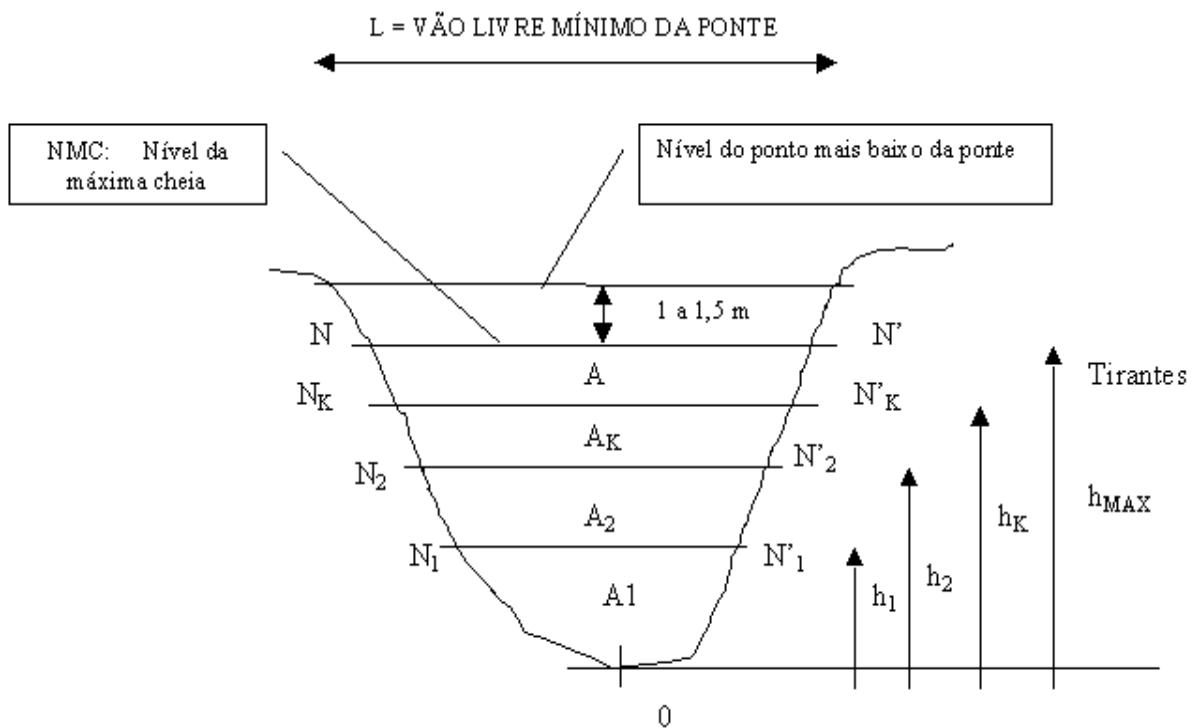


Figura 7c.1-Área molhada x tirantes

Substituindo V pelo valor Q / A (equação da continuidade), temos

$$Q = A \cdot R^{2/3} \cdot I^{0,5} \cdot h^{-1}$$

(fórmula válida para qualquer tirante)

Para qualquer nível referente à uma travessia, teremos sempre

$$A \cdot R^{2/3} = Q \cdot h / I^{0,5}$$

Determinação do vão da ponte (ou pontilhão):

Chame-se a atenção para o fato de que h e I são constantes para uma mesma travessia, logo V e Q são função apenas do tirante h .

Variando os valores de h entre os limites possíveis, podem ser tabelados os valores h , A , P , $k=A/P$, $R^{2/3}$, $A \cdot R^{2/3}$ e $V=R^{2/3} \cdot I^{-0,5} \cdot h^{-1}$; e então traçar duas curvas, representando o tirante h em função de $AR^{2/3}$ e em função da velocidade V .

Para simplificação do desenho, no eixo das abscissas marcar os valores de $A \cdot R^{2/3}$ e de V . No eixo das ordenadas, marcar os valores de h possíveis de ser alcançados.

Com o valor da descarga máxima Q_{MAX} obtido dos estudos hidrológicos, obtém-se o valor da expressão $Q_{MAX} \cdot H \cdot I^{0,5}$, que é igual , em valor , a $AR^{2/3}$. Com esse valor, consultar o gráfico para obter a velocidade V para a situação de máxima cheia e o tirante h_{MAX} .

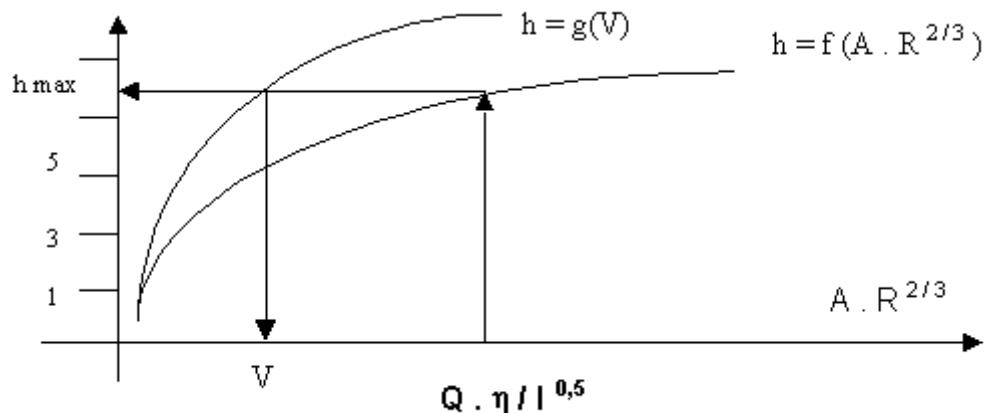


Figura 7c.2 –determinação do tirantes e velocidade máxima

A expressão $A_m \cdot R_m^{2/3}$ só depende das condições geométricas da seção de vazão, sendo então denominada "Coeficiente Geométrico", simbolizado C_g .

A expressão $Q_{MAX} \cdot h \cdot I^{-0,5}$ é função apenas de fatores hidráulicos, sendo chamada "Coeficiente Hidráulico", com o símbolo C_h .

Admitindo-se o tirante como tendo entre 1m e 1,5 m acima do nível determinado para h_{max} , estabelece-se a cota mínima para a obra.

Traçando uma horizontal por esta cota, determina-se o comprimento mínimo da ponte sob o ponto de vista hidráulico.

Da curva $h = g(V)$ foi obtida, no eixo das abscissas, a velocidade de escoamento correspondente à cheia máxima. Esta velocidade deve ser compatível com a erosão dos materiais de fundo e das margens do rio.

Fonte de todo este texto : MANUAL DE DRENAGEM DO DNER – 1990)

CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES

a) sobre o vão livre:

Nos casos de rios que não apresentam caixas definidas, geralmente em baixadas, ocasionando espraiamento, a seção de vazão deve ser estimada atendendo a:

- **Imposição do greide da rodovia;**
- **Imposição de não-erosão dos aterros próximos à ponte, quando, cessada a enchente, houver escoamento rápido das águas;**
- **Pressão hidrostática admissível das águas acumuladas a montante, sobre os aterros da rodovia.**

Nesses casos recomenda-se a construção de bueiros de alívio nas proximidades das pontes, minimizando o vão livre e a referida pressão hidrostática.

Esses bueiros são dimensionados como orifícios no caso de aterros altos, ou como vertedouros, no caso de aterros de baixa altura. O método de conduta é o mesmo para a construção das curvas da figura 7c.2, procedendo por tentativas, com recurso aos bueiros de alívio, até se chegar a uma solução adequada.

b. sobre a influência de remansos e marés

Verificar se a jusante do local onde se quer construir a ponte se cogita a construção de uma barragem qualquer. Caso afirmativo, é necessário o estudo da curva de remanso para prever acréscimo ao nível máximo de cheia. A mesma precaução será tomada no estudo de pontes próximas ao litoral, prevendo coincidência da cheia máxima com o nível máximo da maré alta.

c. verificação do vão

após a concepção estrutural, deve ser confirmada a seção de vazão com o desconto da largura e forma dos pilares, para se verificar ocorrência de alguma variação apreciável na seção de vazão, que pode até alterar a velocidade da água.

d) verificação da velocidade

é preciso verificar as velocidades nas subsecções da caixa do rio, e a probabilidade de erosão do terreno nas margens e no fundo do rio. Se constatada para as margens, haverá a necessidade de obras de proteção. Se para o fundo, deverá ser feita a estimativa da cota final de erosão, definindo-se cotas limite para as fundações da ponte.

d. apresentação do projeto

Além do projeto estrutural, o DNER exige a apresentação do projeto geométrico em planta e perfil, com as seguintes características:

- **Estacas iniciais;**
- **Vão livre;**
- **Cota de máxima cheia;**
- **Nível d'água na época do estudo de campo.**

INFLUENCIA DOS REMANSOS E MARÉS

O nível d'água máximo provável pode ser muito alterado por efeitos de remanso ou maré, com causas a jusante da obra. Muitas vezes é necessário a determinação do perfil hidráulico teórico, normalmente denominado "remanso".

Escoamento gradualmente variado em canais

É o escoamento que se dá em regime permanente, com a profundidade variando gradualmente ao longo da extensão do canal. Duas condições o definem:

- escoamento é permanente, com características hidráulicas constantes ao longo do intervalo de tempo em consideração;
- As linhas de corrente são praticamente paralelas, com a distribuição hidrostática das pressões se verificando em cada seção – da mesma forma que se calcula para movimento uniforme.

O desenvolvimento teórico parte das seguintes premissas:

- Pode ser usada a fórmula do escoamento uniforme para avaliar (aproximar) a declividade da linha de energia do escoamento gradualmente variado, em função de velocidade e raio hidráulico da seção em estudo;
- A declividade é pequena, logo:
 - a profundidade do escoamento pode ser medida, indiferentemente, na vertical ou na normal ao fundo;
 - a lei hidrostática de distribuição de pressões é aplicável;
 - não há admissão de ar no escoamento.
- o canal tem forma constante (prismático)
- a distribuição de velocidades na seção do canal é fixa;
- o "fator de condução" K e o "fator de seção" Z, definidos adiante, são funções exponenciais da profundidade;
- o coeficiente de rugosidade é independente da profundidade de escoamento e constante ao longo do canal.

Equação dinâmica do movimento gradualmente variado

A carga total acima do plano de referência é dada por Bernoulli:

$$H = Z + d \cdot \cos q + a \cdot V^2 \cdot g^{-2}$$

onde

a = coeficiente de Coriolis

V = velocidade média da água na seção.

Os outros termos da equação podem ser visualizados na figura 7c.3

Na figura 7c.3 dx representa um comprimento elemental medido ao longo do fundo do canal, que será adotado como eixo dos x . Derivando H em relação a x , teremos:

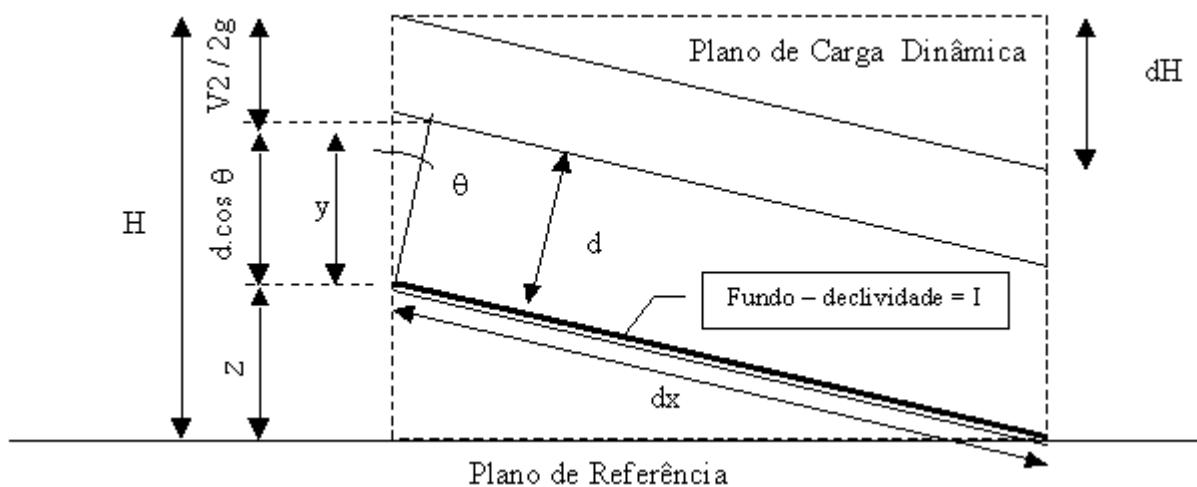


Figura 7c.3 – movimento gradualmente variado

$$dH/dx = dZ/dx + \cos q \cdot dd/dx + a \cdot d(V^2/2g)/dx$$

sendo a e t supostos constantes

pode ser verificado que

$$-J = dH/dx \text{ (declividade da linha de energia)}$$

$$-I = dZ/dx$$

Substituindo esses valores na equação anterior, e explicitando a relação dd/dx , fica:

$$dd/dx = (I - J) / [\cos q + x d (V^2/2g) / dd] \quad (\text{equação 1})$$

esta equação é chamada "equação dinâmica do movimento gradualmente variado".

dd/dx representa a declividade da linha d'água . Quando $dd/dx = 0$ a declividade da linha d'água é igual à do fundo, $dd/dx < 0$ maior e $dd/dx > 0$, menor que a do fundo.

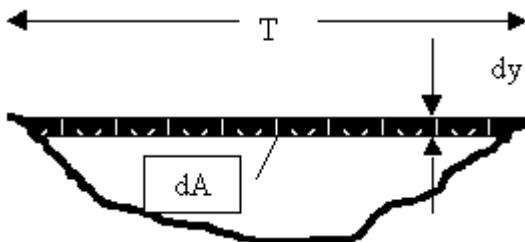
Para um ângulo θ pequeno,

$\cos \theta \sim 1$ e $d \sim y$, logo $dd/dx \sim dy/dx$

Aplicando esta simplificação à equação (1), temos

$$dy/dx = (I - J) / [1 + a d(V^2 / 2g)/dy] \quad (\text{equação 2})$$

procurando tornar a utilização desta equação mais simples, para determinar o perfil da linha d'água no movimento variado, faremos algumas transformações:



$a d (V^2 / 2g)/dy = \text{variação da taquicarga}$

$V = Q/A$, onde Q é constante

$$dA/dy = T$$

figura 7c.4 – $T = dA/dy$.

$$a d(V^2 / 2g)/dy = a d(Q^2 / 2g A^2)/dy = a \cdot d(Q^2 / 2g)/dy \cdot d(A^{-2})/dy =$$

$$a Q^2 / (g \cdot A^2) \cdot dA/dy = -a \cdot Q^2 \cdot T / (g \cdot A^2) \text{, ou seja}$$

$$a d(V^2 / 2g)/dy = -a \cdot Q^2 \cdot T / (g \cdot A^2) \quad (\text{equação 3})$$

Fazendo

$$Z = (A^2 / T)^{0,5} \quad (\text{equação 4})$$

e lembrando que no escoamento crítico a $Q^2 / g = A_c^3 / T_c$,

$$Q = (A_c^3 / T_c)^{0,5} \cdot (g/a)^{0,5}$$

Substituindo $(A_c^3 / T_c)^{0,5}$ por Z_c

$$Z_c = Q / (g/a)^{0,5} \quad (\text{equação 5})$$

Levando (4) e (5) em (1)

$$a d(V^2 / 2g)/dy = -Z_c^2 / z^2 \quad (\text{equação 6})$$

Análise do valor de J :

O termo J na equação (2) representa a declividade da linha de energia. De acordo com a primeira premissa, ao se usar a fórmula de Manning, pode se dizer que

$$V = R^{2/3} \cdot J^{0.5} \cdot h^{-1}$$

$$J = h^2 \cdot V^2 \cdot R^{-4/3} = h^2 \cdot Q^2 \cdot A^{-2} \cdot R^{-4/3} = Q^2 / (A^{-2} \cdot R^{-4/3} \cdot (1/h^2)^{-1})$$

Chamando fator de condução K à expressão $A \cdot R^{2/3} \cdot n^{-1}$, temos

$$J = Q^2 / K^2 \quad (\text{equação 7})$$

Considerando a descarga Q em escoamento uniforme, onde $J = I$, pode se dizer que

$$J = I = Q^2 / K_n^2,$$

onde K_n representa o fator de condução para o escoamento uniforme.

$$I = Q^2 / K_n^2 \quad (\text{equação 8})$$

Dividindo membro a membro a equação (7) pela equação (8), temos

$$J/I = K_n^2 / K^2, \text{ donde}$$

$$J = I \cdot K_n^2 / K^2 \quad (\text{equação 9})$$

Substituindo em (2) os valores obtidos em (6) e (9),

$$dx/dy = I \cdot (1 - K_n^2 / K^2) / (1 - Z_c^2 / Z^2), \text{ ou}$$

$$dx / dy = I - 1 \cdot (1 - Z_c^2 / Z^2) \cdot (1 - K_n^2 / K^2)^{-2} \quad (\text{equação 10})$$

Determinação do perfil da linha d'água:

Será utilizado o processo de integração gráfica (por retângulos)

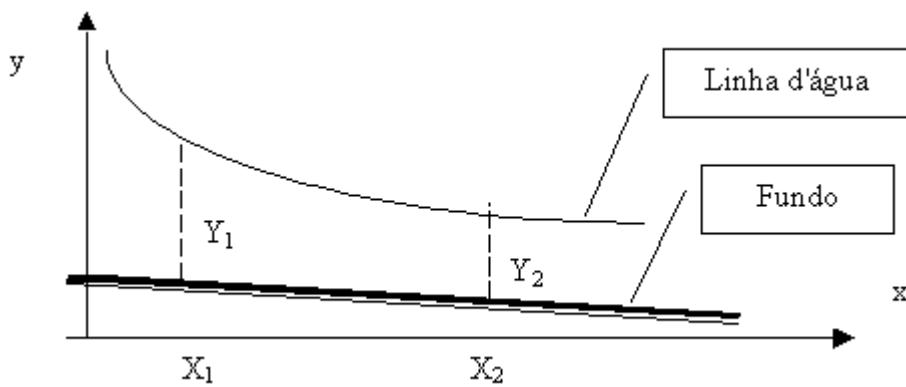


Figura 7c-5 – perfil de linha d'água e fundo

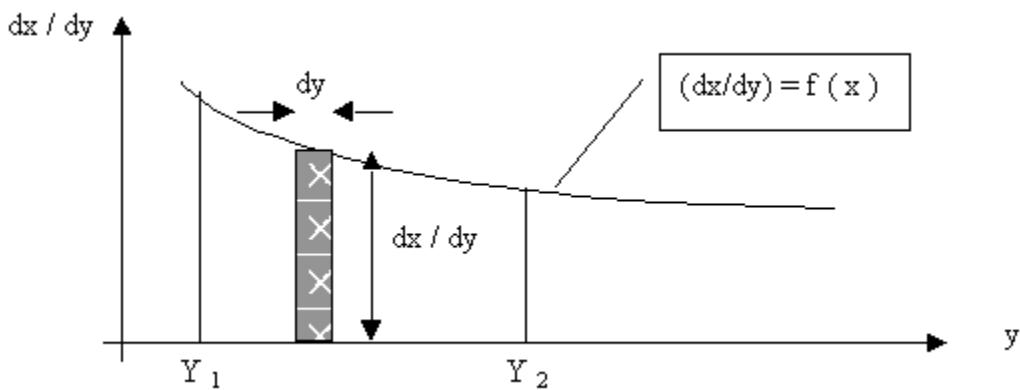


Figura 7c-6 - $dx/dy = f(x)$

A área sombreada representa a distância percorrida quando y varia dy .

Por aproximação retangular, $dx = dy \cdot dx/dy$

Integrando a função entre os limites Y_1 e Y_2 , temos a distância entre as seções de profundidades Y_1 e Y_2 , isto é:

$$X = \int_{Y_1}^{Y_2} (dx/dy) dy \quad (\text{da figura 7c-6})$$

ou

$$X_2 = X_1 - \int_{x_1}^{x_2} (dx) \quad (\text{da figura 7c-5})$$

Procedimento para determinar a linha d'água:

1. Arbitrando valores de y através da equação (10), determinar os valores correspondentes de dx/dy ;
2. Construir a curva $dx/dy = f(y)$ ou tabular esses valores;
3. Determinar a área sob a curva $f(y)=dx/dy$, obtendo assim os valores de x .

Para obter essa área será usado processo de integração numérica (gráfica).

O processo pode ser descrito como: dividir a área a ser calculada em sub-áreas, que serão calculadas como retângulos ou trapézios, e depois somadas. O processo que as considera retângulos é mais exato que aquele que utiliza trapézios, e o processo de integração de Simpsom é ainda mais exato. Entretanto, o DNER adotou o método dos trapézios, que tende a superdimensionar o cálculo, agindo a favor da segurança.

Para calcular a área entre y_a e y_b , pela curva $dx/dy=f(y)$ e o eixo dos y , a aproximação eleita fornece:

$$D A_{y_1}^{y_2} = (dx/dy)_{MÉDIO} \cdot D y$$

O valor da distância x entre as seções de profundidades y_1 e y_2 será dado pela soma das áreas dos trapézios obtidas por esta expressão, fazendo y variar de y_1 a y_2 , com intervalos $D y$. De posse dos valores x e y , será determinado o perfil da linha d'água.

Passos de cálculo:

Objetivo: determinar o acréscimo de cota que sofrerá o nível d'água, devido ao remanso, no local da obra.

Dados conhecidos:

- Cota do obstáculo (barragem, maré alta, etc.) (C_o);
- Cota do nível máximo provável (pontes) ou cota de instalação (bueiros, etc.) (C_i) ;
- Distância da obra ao obstáculo (d) ;
- Tirante correspondente ao escoamento uniforme (y_n) ;
- Descarga do projeto (Q) ;
- Coeficiente de Coriolis (a) ;
- Coeficiente de rugosidade (h) ;
- Seção do canal (A_i) .

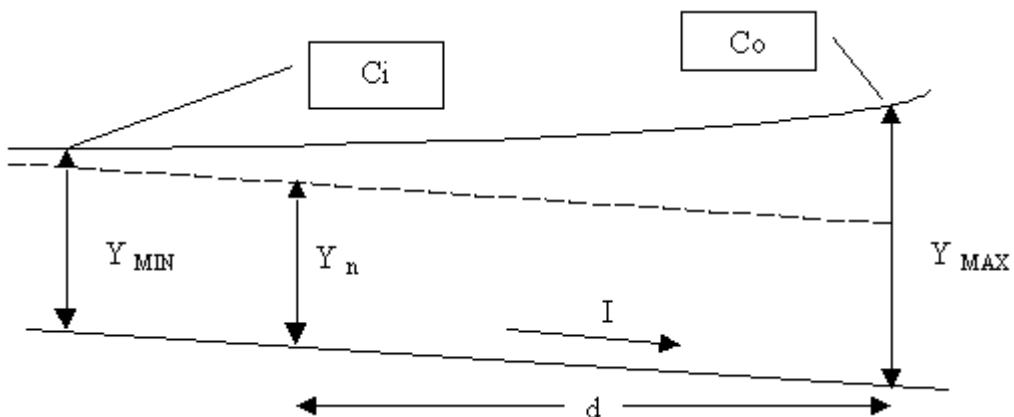


Figura 7c-7 – dados conhecidos

A determinar:

$$Y_{MAX} = Y_n + [C_o - (C_i - I \cdot d / 100)] ;$$

$Z_c = Q \cdot (g/a)^{-0,5}$, denominado fator de seção para o escoamento uniforme ;

$K_n = Q \cdot I^{-0,5}$, denominado fator de condução para o escoamento uniforme .

Arbitram-se valores para y , de tal forma que $Y_{min} < Y_n < Y_{MAX}$ e determinam-se os valores de x correspondentes, organizando a seguinte tabela:

Y	T	A	P	R	$R^{2/3}$	K	Z	dx/dy	D A	X
Y_{MAX}	T_{MAX}	A_{MAX}	P_{MAX}	R_{MAX}	$R_{MAX}^{2/3}$	K_{MAX}	Z_{MAX}	$(dx/dy)_{MAX}$	-	0,0
Y_1	T_1	A_1	P_1	R_1	$R_1^{2/3}$	K_1	Z_1	$(dx/dy)_1$	$D A_1$	X_1
Y_2	T_2	A_2	P_2	R_2	$R_2^{2/3}$	K_2	Z_2	$(dx/dy)_2$	$D A_2$	X
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Y_{MIN}	T_{MIN}	A_{MIN}	P_{MIN}	R_{MIN}	$R_{MIN}^{2/3}$	K_{MIN}	Z_{MIN}	$(dx/dy)_{MIN}$	$D A_{MIN}$	X_{MIN}

onde

Y = cotas das seções arbitradas ;

T = largura das seções arbitradas ;

A = área molhada ;

P = perímetro molhado ;

$R = A / P$ = raio hidráulico ;

$K = h^{-1} \cdot A \cdot R^{2/3}$ = fator de condução ;

$Z = (A^3 / T)^{0,5}$ = fator de seção ;

$dx / dy = I^{-1} \cdot (1 - ZC / Z)^2 / (1 - Kn / K)^2$ (equação 10) ;

$D A = [(dx / dy)i + (dx/dy)j] \cdot D y / 2$ = área sob a curva $f(y)=dx/dy$;

$X = S D A$.

Desenhar em escala conveniente o perfil hidráulico teórico. Marcando no eixo dos x a distância do local da obra ao obstáculo (d) , ler o valor do acréscimo a ser adotado.

Obs. O perfil hidráulico representado pela equação (10) é assintótico ao perfil correspondente ao escoamento uniforme.

Assim, $y \geq y_n$, quando $x \neq 0$

No caso real, estabelece-se um valor para Y_{MIN} tal que $(y_{min} - y_n) / y_n < E$

Onde E = erro aceitável, geralmente considerado na ordem de 2 % .

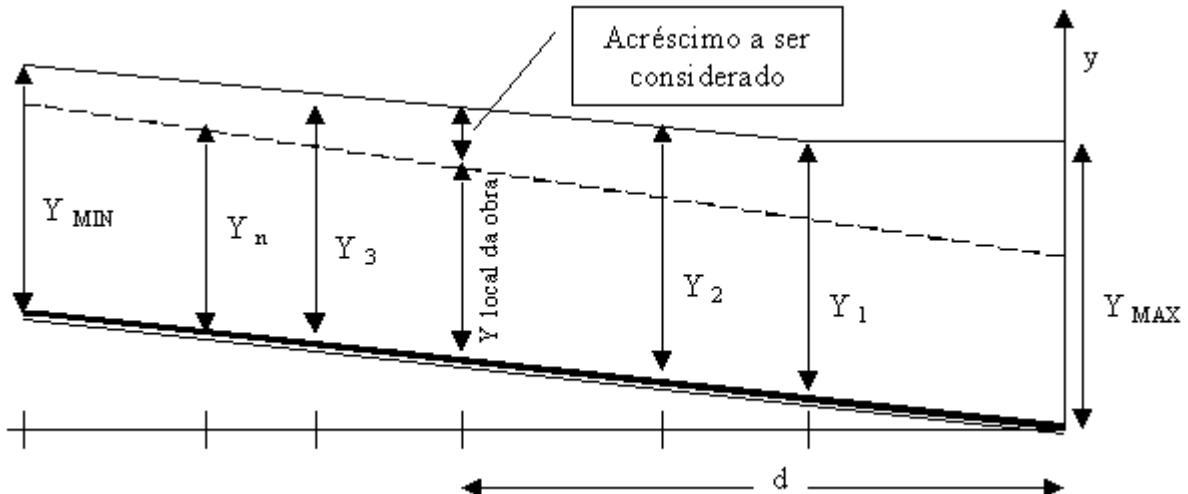


Figura 7c-8 – perfil hidráulico

Influência dos pilares de pontes

Quando se implantam no leito do rio os pilares das pontes, causa-se um efeito que se assemelha à uma contração da seção, o que causa a formação de remanso à montante do obstáculo. Esta sobreelevação do nível d'água deve ser verificada, para ser acrescentada ao nível de cheia máxima para assegurar que o nível mínimo da estrutura nunca seja alcançado. Caso o tirante livre do projeto seja de pelo menos três metros acima do nível da máxima cheia, não haverá necessidade de calcular a sobreelevação causada pela obstrução.

À redução da seção segue-se um alargamento, havendo portanto uma elevação do nível à montante do estrangulamento, uma queda logo a seguir, e nova elevação até atingir a profundidade normal de escoamento. No trecho obstruído o escoamento pode seguir o regime crítico ou supercrítico.

Além da redução da largura do fluxo, os pilares produzem uma redução da veia líquida, função direta do perfil aerodinâmico da seção do pilar.

Ao ser reduzida a seção transversal do canal, ocorre aumento da velocidade da água de V_1 para V_2 , e haverá uma diminuição das cotas da superfície da água, calculada pela expressão:

$$(1 + K) \cdot (V_2^2 - V_1^2) / 2 g$$

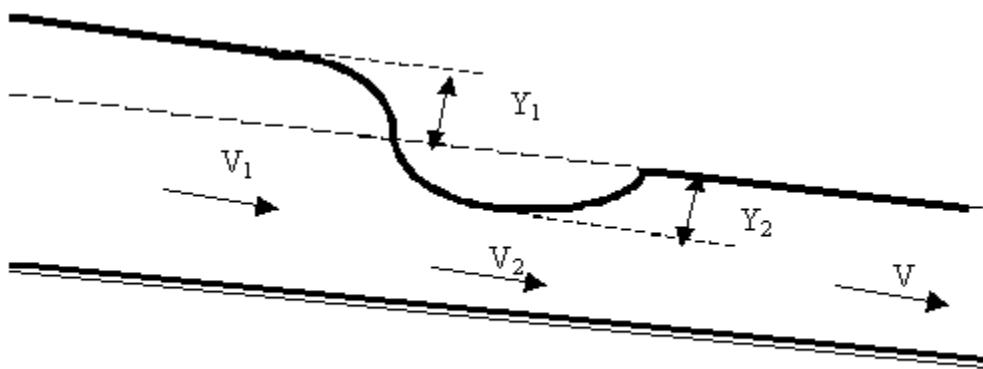


Figura 7C-9 – efeitos da redução da seção

Se a seção aumenta, a velocidade se reduz de V_1 para V_2 e a elevação do nível de água será calculada por

$$(1 - K) \cdot (V_2^2 - V_1^2) / 2 g$$

Assim, no caso da redução da seção provocada por pilares de ponte, podemos considerar que os valores de Y_1 e Y_2 são definidos por

$$Y_1 = a (V_2^2 - V_1^2) / 2 g + K' (V_2^2 - V_1^2) / 2 g$$

$$Y_2 = a (V_2^2 - V^2) / 2 g + K'' (V_2^2 - V^2) / 2 g$$

onde a é o coeficiente de Coriolis e K' e K'' são função da forma dos pilares , variando de 0,5 a 1 para pilares retangulares e 0,1 a 2,0 para pilares arredondados, e determinados normalmente em ensaios de laboratório.

O estudo do regime de fluxo da corrente entre pilares de pontes feito por David L. Yarnell em 1930 sobre as fórmulas de Nagler (1818), d'Aubuisson (1840), Weissbach(1855) e Rehbook(1921) concluiu que a de maior

abrangência era a de Nagler, sendo a de d'Aubuisson melhor para regimes turbulentos e que para altas velocidades, nenhuma das fórmulas tem aplicação aceitável.

Método de Bresse (J. A. Ch. Bresse, Cours de Mécanique Appliquée, 1860) para determinar o valor da sobreelevação da água, decorrente da implantação de pilares de ponte no leito do rio.

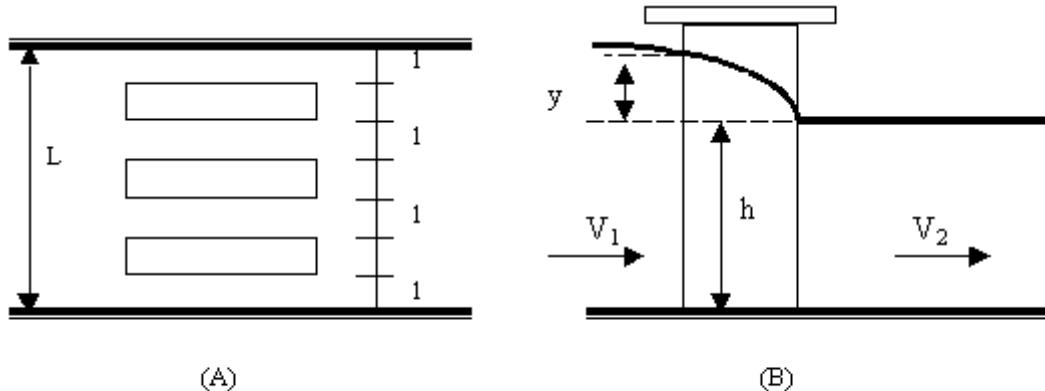


Figura 7c-10 – pressupostos de Bresse

Na figura 7c-10(b) , o valor de y corresponde à diferença das taquicargas à montante da ponte e entre os pilares,

$$Y = a (V_2^2 - V_1^2) / 2 g$$

Pela equação da continuidade, $V = Q / A$, donde:

$$Y = a \cdot Q^2 [1 / (c^2 \cdot l^2 \cdot h^2) - 1 / (L^2 \cdot (h + y)^2)] / 2 g \text{ (equação 1)}$$

onde

Y = sobreelevação em m ;

a = coeficiente de Coriolis (variável de 1 a 1,5, via de regra, 1,2)

Q = descarga de projeto, m^3 / s ;

g = aceleração da gravidade, $9,81 \text{ m} / \text{s}^2$;

c = coeficiente de contração, variável com a forma do pilar, tabelado em seguida ;

h = profundidade normal da lámina d'água para a descarga Q_{MAX} , m ;

L = largura total da lámina d'água do rio, m ;

l = largura livre (descontada a espessura dos pilares) da lámina d'água, m

.

Tabela do valor de c	
Forma do Pilar	C
	0,80 a 0,85
	0,90 a 0,95
	0,97

Sistemática de cálculo:

Como a fórmula explícita para o valor de y (equação 1) é muito complexa, obtémos y por aproximações sucessivas da seguinte forma:

Calcula-se um primeiro valor para y sem o segundo termo do colchete:

$$Y_1 = a \cdot Q_{MAX}^2 [1 / (c^2 \cdot l^2 \cdot h^2)] / 2g$$

Levando este valor à equação geral, obtemos

$$Y_2 = a \cdot Q_{MAX}^2 [1 / (c^2 \cdot l^2 \cdot h^2) - 1 / (L^2 \cdot (h + Y_1)^2)] / 2g$$

Novamente entrando na equação geral com o novo valor Y_2 , chega-se, com razoável aproximação, ao valor da sobreelevação Y (isto ainda pode ser repetido, até se perceber convergência para o valor de Y)

$$Y = a \cdot Q_{MAX}^2 [1 / (c^2 \cdot l^2 \cdot h^2) - 1 / (L^2 \cdot (h + Y_2)^2)] / 2g$$

Para efeito de verificação do tirante livre, considerar a cota de h_{MAX} , obtida antes, acrescida da altura de remanso Y .

MÉTODO DE REHBOOK, válido para escoamento subcrítico:

$$Y = [d - s(d - 1)] (0,4s + s^2 + 9s^6) \cdot (1 + F) \cdot V_3^2 / (2g)$$

Onde

Y = sobreelevação (m) ;

d = coeficiente adimensional, variável, função da seção do pilar, obtido no ábaco 7.1 ;

s = taxa de redução da seção de vazão, adimensional, razão entre a seção total dos pilares na direção do escoamento e a seção do curso d'água ;

F = número de Froude à jusante ($F = V_3^2 / (gh)$) ;

V_3 = velocidade após a obstrução ;

h = profundidade hidráulica ;
 g = aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m} / \text{s}^2$) .

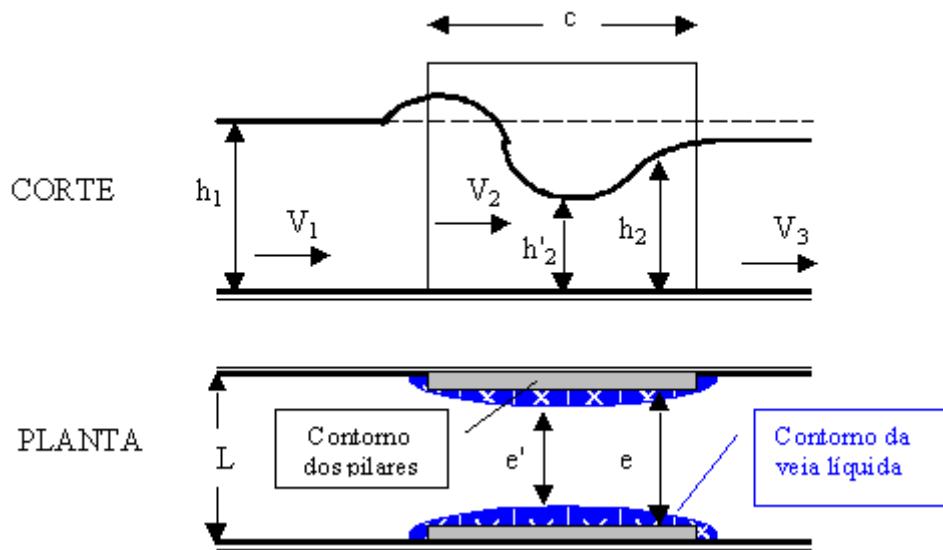


Figura 7.c-11

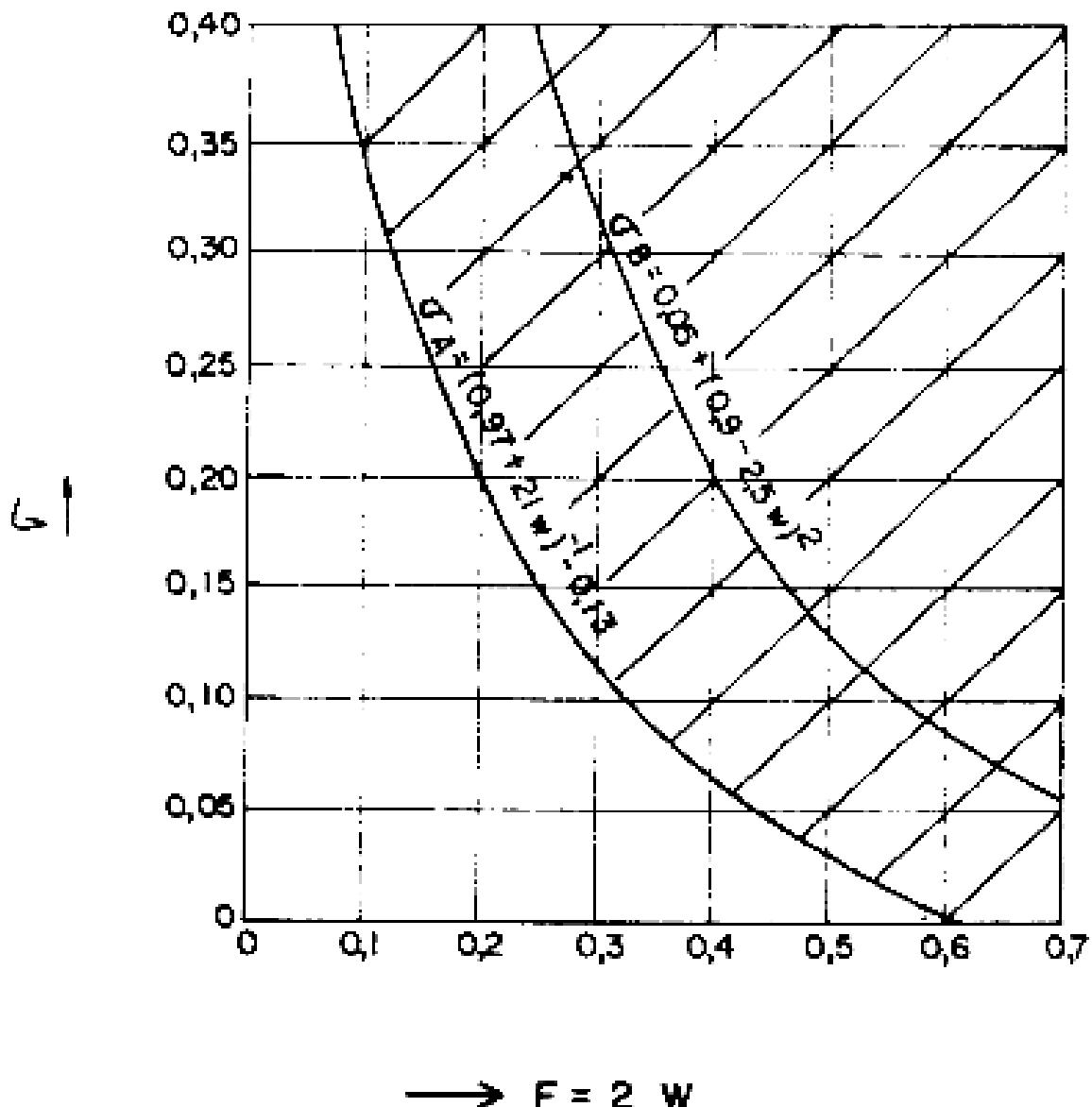
A figura 7c-11 esclarece as grandezas que constituem a fórmula de Rehbook.

Quando se considera a redução da seção de vazão devida a presença dos pilares, que passa de L para l , levar em conta que a cabeça do pilar provoca uma contração da veia líquida e reduz na realidade a largura da seção de L para e' . A contração da veia será tanto menor quanto mais aerodinâmica for a seção do pilar.

Algumas relações geométricas entre as larguras das seções devem ser definidas:

- $E = c / e$, denominada afilamento do pilar, é a relação entre seu comprimento e sua espessura;
- $m = l' / l$, denominado coeficiente de contração, é a relação entre a seção contraída da veia líquida e a seção entre os pilares;
- $F = V^2 / gh$, número de Froude, onde V é a velocidade de escoamento (m/s), g a aceleração da gravidade e h a profundidade hidráulica.

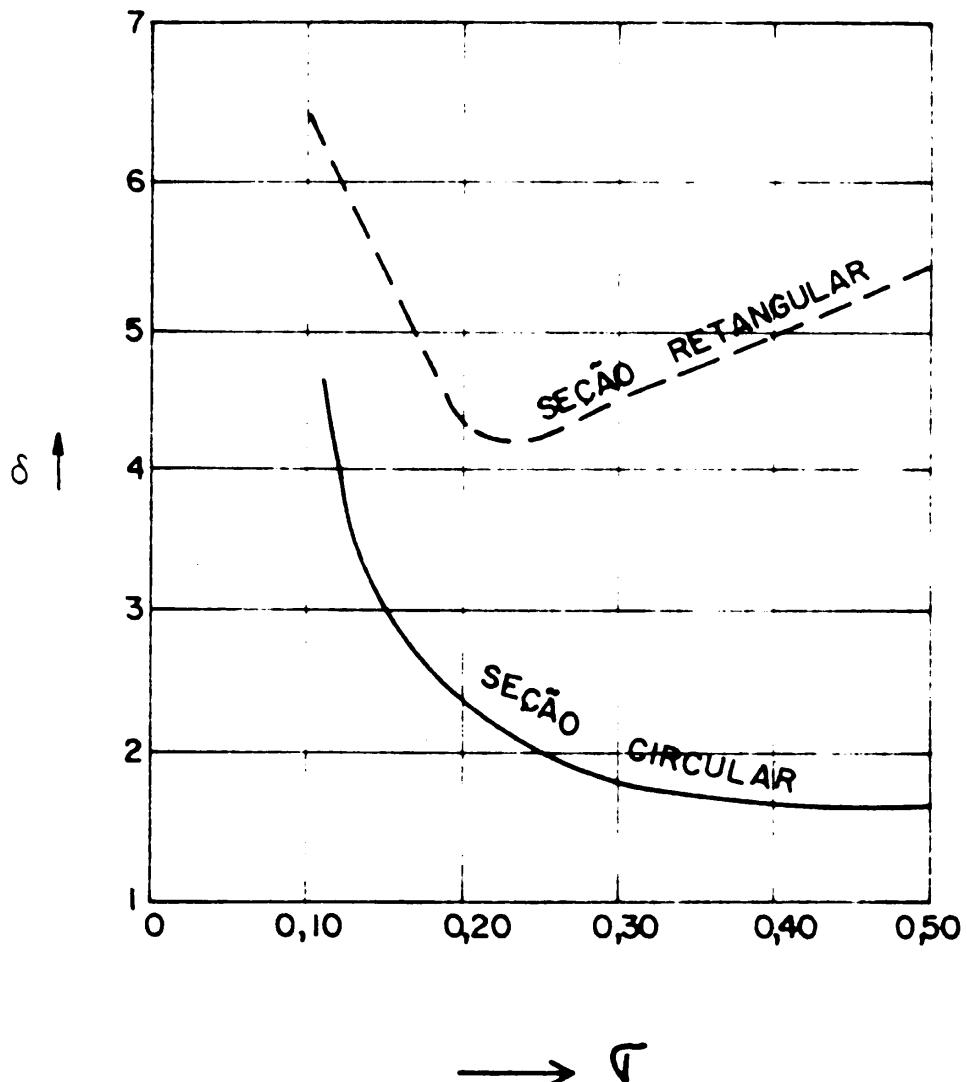
Os valores do coeficiente d , resultante das experiências de Yarnell, aparecem no ábaco 7c.1 e no ábaco 7c.2 , de acordo com as seções dos pilares sejam retangulares ou circulares. O primeiro ábaco, função de s e F, define em que classe se enquadra o escoamento no trecho obstruído, ou seja, se é ou não aplicável a fórmula de Rehbook.



Ábaco 7c.1- aplicabilidade de Rehbook

A fórmula de Rehbook é aplicável para escoamentos no regime subcrítico, isto é aqueles que terão valores de F na área não hachureada. O aumento do comprimento do pilar em relação à sua largura, isto é, a elevação do valor do afilamento do pilar ($E = L/C$), tem relativamente

pouco acréscimo à sua eficiência hidráulica, podendo se dizer que a relação ótima entre comprimento e largura varia com a velocidade, está compreendida entre 4 e 7 (normalmente próxima de 4).



Ábaco 7c.2 Escolha da forma da seção do pilar

Por outro lado, a colocação dos pilares em ângulo inferior a 10° em relação à corrente, não afeta significativamente o valor do remanso, o que acontecerá se este ângulo atingir 20° ou mais, sendo este acréscimo uma função de quantidade do fluxo, da profundidade e grau de contração (relação entre a seção contraída da veia líquida e a seção dos pilares , i. é, $m = L'_2 / L_2$.

Influência dos pilares na fixação do nível de máxima cheia a jusante das obras de arte especiais:

A execução de ponte com vão maior que 30 m em um ponto a 2 km ou menos de sua foz ou do ponto em que desagua em outro curso d'água de maior porte, obriga a verificação dos seus níveis de máxima cheia e se estes irão influenciar aquele do rio sobre o qual será projetada a obra.

DRENAGEM SUPERFICIAL - INTRODUÇÃO

Destina-se a interceptar as águas que chegam ao corpo da estrada, provenientes de áreas adjacentes, e a captar a água pluvial que incida diretamente sobre ela, conduzindo-as para local de deságüe seguro, sem causar danos.

COLETA PRELIMINAR DE DADOS

Qualquer análise adequada sobre drenagem requer a investigação e coleta preliminar de informações, antes de qualquer tentativa de trabalho usando a teoria da hidráulica. Necessitamos:

- Estaqueamento das áreas de corte;
- Estaqueamento das áreas de aterro;
- Estaqueamento dos pontos baixos;
- Estaqueamento dos pontos altos;
- Alturas aproximadas de cortes e aterros;
- Área de drenagem resultante do projeto de terraplanagem, como indicadas pelas curvas de nível e propostas;
- Localização preliminar das instalações de drenagem;
- Relatório de estudos hidrológicos com dados das vazões das bacias ao longo da rodovia.

No caso de restauração, deverá ser feita inspeção no campo, e um diagnóstico das instalações de drenagem existentes, como:

- Dimensões e tipo;
- Localização geral;
- Condições de funcionamento;
- Elementos recuperáveis (tubos, grelhas, sarjetas, descidas d'água, etc.);
- Informações sobre solos: erosão de taludes, características da vegetação;
- Observações sobre afloramentos do lençol freático, ou água parada em escavações, que indiquem necessidade de drenos subterrâneos;
- Cota de nível máximo nas travessias de cursos d'água;
- Levantamento topográfico dos locais de transposição de talvegues.

DISPOSITIVOS DE DRENAGEM SUPERFICIAL:

<ol style="list-style-type: none">1. Valetas de proteção de corte;2. Valetas de proteção de aterro;3. Sarjetas de corte;4. Sarjetas de aterro;5. Sarjetas de canteiro central;	
--	--

- 6. Descidas d'água;
- 7. Saídas d'água;
- 8. Caixas coletoras;
- 9. Bueiros de greide

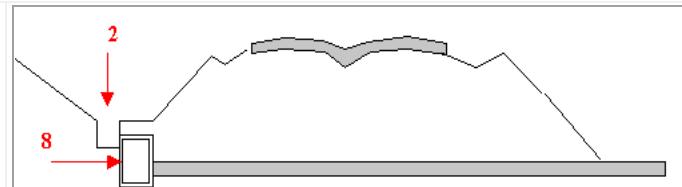
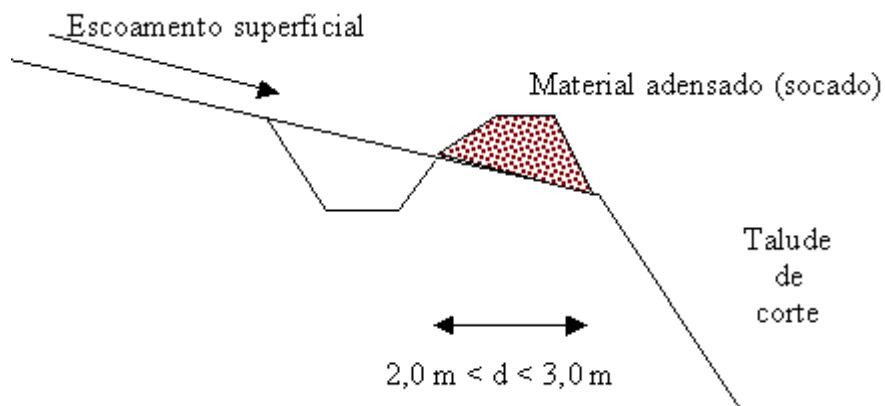


Fig. 1 - dispositivos de drenagem superficial



1.2 VALETAS DE PROTEÇÃO DE CORTE

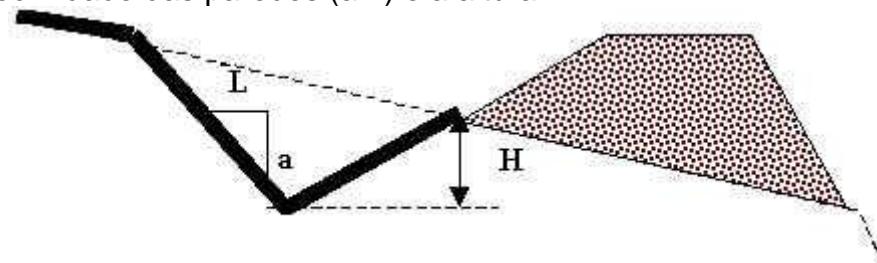
Tem o objetivo de interceptar as águas que escorrem pelo terreno a montante, impedindo-as de atingir o talude de corte. Devem ser locadas paralelamente à crista do corte, dela distante dois a três metros. O material resultante da escavação deve ser adensado (apilado) manualmente entre a valeta e a crista do corte, conforme figura seguinte.



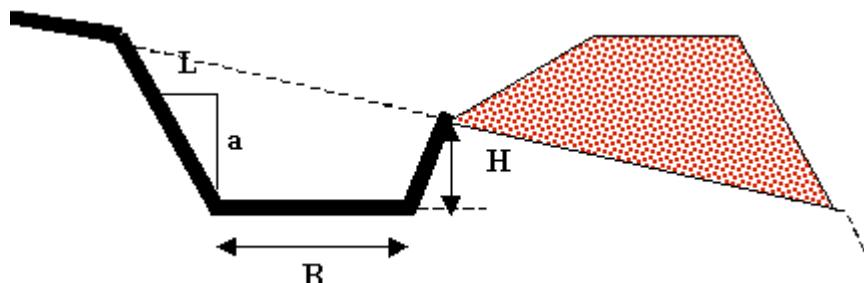
1.2.2 ELEMENTOS DO PROJETO

As valetas de proteção de corte podem ser triangulares, retangulares ou trapezoidais.

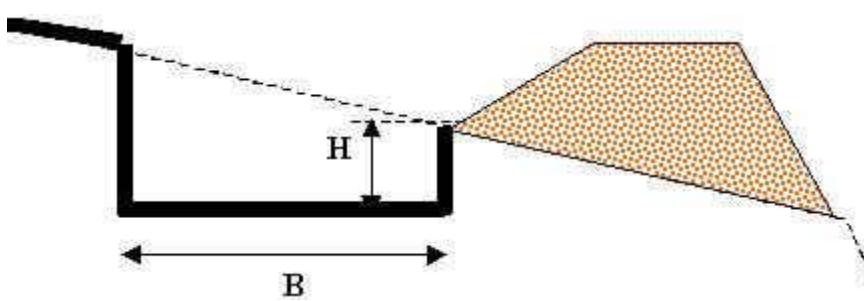
Os valores a determinar no dimensionamento da valeta de seção triangular são a declividade das paredes ($a:L$) e a altura H .



No caso de valetas de seção trapezoidal devemos determinar a declividade das paredes ($a:L$), a altura H e a largura da base da valeta (B).



Ao escolher valetas de seção retangular, os elementos a determinar são a altura H e a largura B .



Na escolha do tipo de seção, considerar que

- as seções triangulares criam plano preferencial de escoamento da água, não sendo por isso recomendadas para grandes vazões.

- no caso de cortes em rocha, adotamos seção retangular por facilidade de execução.
- as valetas de forma trapezoidal tem maior eficiência hidráulica.

Sempre convém revestir as valetas, sendo isto obrigatório quando são abertas em solos permeáveis, para evitar que a infiltração provoque deslizamento do talude de corte.

Cuidado especial deve ser tomado com revestimento de valeta triangular, que apresenta maior tendência à erosão e à infiltração.

A escolha do revestimento é função da natureza do solo e, principalmente, dependerá da velocidade de escoamento (ver tabela adiante).

Velocidades máximas admissíveis para a água

Cobertura superficial	Velocidade máxima admissível V_{ad} (m / s)
Grama 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 - 0,60
Silte	0,70 - 1,20
Alvenaria de tijolos	2,50
Concreto de cimento Portland	4,50
Aglomerados consistentes	2,00
Revestimento betuminoso	3,00 - 4,00

Em terrenos arenoso-siltosos, revestir sempre, pois a velocidade que provoca sua erosão é baixa. Terrenos arenoso-argilosos ou argilosos, revestir quando a inclinação for maior que 5 %

Os tipos de revestimento mais recomendados são: concreto, alvenaria de tijolos ou pedra, pedra arrumada, grama.

No caso de revestimento em concreto, este deverá ter espessura mínima de 0,08 m e resistência $f_{ck}=11\text{Mpa}$ (110 Kg/cm^2) para 28 dias.

Quando revestimento em pedras, estas deverão ser rejuntadas com argamassa de cimento e areia no traço 1:4.

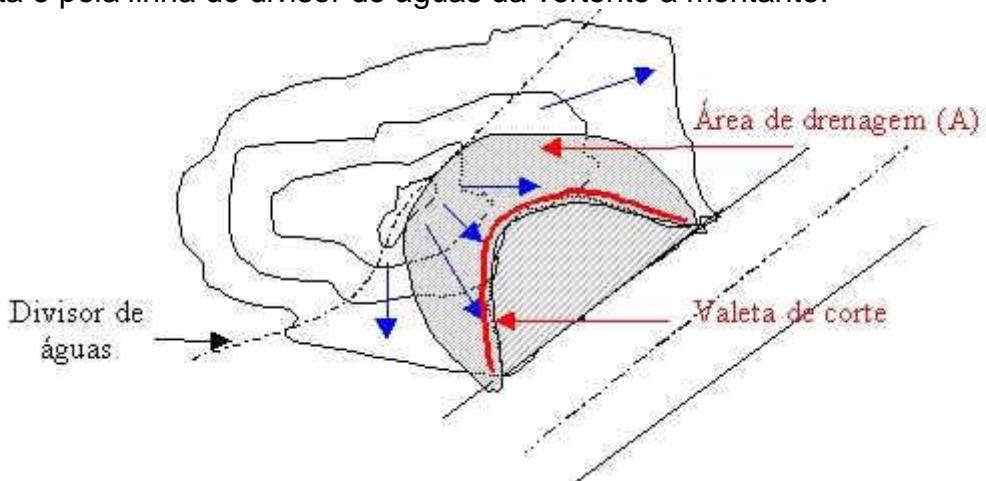
Quanto ao processo construtivo e demais especificações, consultar especificação de serviço DER-ES-D 01/99. Esteticamente, seria preferível a

grama, mas muitos fatores a tornam uma solução de revestimento raramente compatível com o local.



1.2.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Para o dimensionamento hidráulico das valetas pelo método racional, estimar a descarga de contribuição, onde a área de drenagem é limitada pela própria valeta e pela linha do divisor de águas da vertente a montante.



A expressão da fórmula racional é

$$Q = C \cdot i \cdot A / 360.000 \text{ m}^3 / \text{s}$$

onde

- **Q** = descarga (ou vazão) de contribuição em m^3 / s ;
- **C** = coeficiente de escoamento, adimensional, fixado conforme o complexo solo- cobertura vegetal e declividade do terreno (tabela de RUN OFF);
- **i** = intensidade da precipitação, em cm/h para a chuva de projeto, fixada por estudos hidrológicos;
- **A** = área de contribuição, em m^2 , determinada através levantamento topográfico, aerofotogramétrico ou expedito.

Fixada a vazão de contribuição, passa-se ao dimensionamento hidráulico propriamente dito utilizando a fórmula de Manning e da equação da continuidade:

$$V = R^{2/3} \cdot I^{1/2} / h \text{ (fórmula de Manning)}$$

$$Q = S \cdot V \text{ (equação da continuidade)}$$

onde

V= velocidade de escoamento em m/s;

I = declividade longitudinal da valeta, em m/m;

h = coeficiente de rugosidade de Manning , função do tipo de revestimento adotado;

R = raio hidráulico em m ($R = S_m / P_m$ = área da seção reta / perímetro, molhados);

Q = vazão admissível na valeta, em m^3 / s ;

S = área molhada, em m^2 .

Sequência para o cálculo do projeto da valeta:

1. Fixar o tipo de seção a ser adotada (geralmente a largura em valetas retangulares, largura e inclinação das paredes laterais quando valetas trapezoidais, ou inclinação das paredes em seções triangulares), deixando a altura **H** a determinar;
2. Determinar a declividade da valeta;
3. Fixar a velocidade máxima admissível (**v**) , tendo em vista o tipo de revestimento adotado e - consequentemente - o valor da rugosidade (**h**);
4. Por tentativas, adotar a altura H da valeta, calculando os respectivos elementos hidráulicos da seção (área molhada, perímetro molhado e raio hidráulico), e aplicando a fórmula de Manning e a equação da continuidade para determinar a velocidade e descarga admissível da valeta;
5. Da comparação entre a descarga afluente **Q** e a vazão admissível, concluir sobre a necessidade (ou não) de aumentar a altura **H**;
6. A comparação entre a velocidade de escoamento **v** e a velocidade admissível **V_{ad}** orientará a necessidade ou não de alterar o revestimento previsto;
7. Verificar o regime de fluxo, comparando as velocidades com as máximas admissíveis.

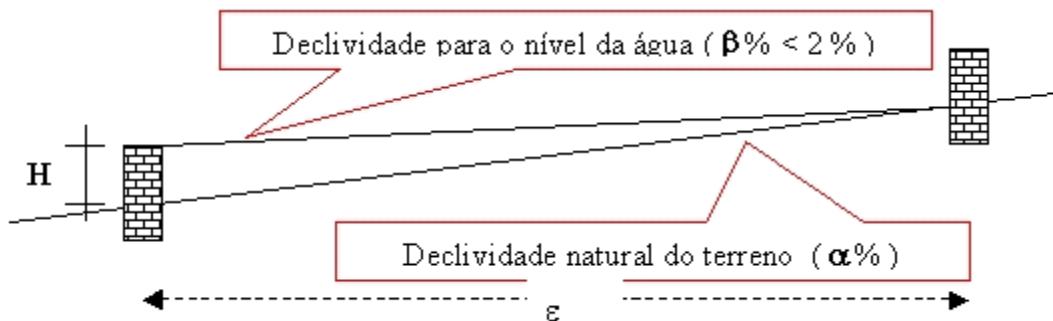
Tabela dos Coeficientes de Rugosidade (Manning)

Tipo de Revestimento	h
Concreto desempenado	0,011 a 0,017
Concreto sem acabamento	0,017 a 0,027
Pedra aparelhada sem argamassa	0,015 a 0,017
Pedra irregular sem argamassa	0,017 a 0,020
Alvenaria de pedra rebocada	0,016 a 0,020
Alvenaria de pedra rejuntada	0,020 a 0,025
Alvenaria de tijolos	0,011 a 0,015
Asfalto	0,013 a 0,016
Terra	0,016 a 0,025

Corte em rocha

0,025 a 0,040

Quando a declividade longitudinal da valeta não puder acompanhar a declividade natural do terreno, por ser a velocidade de escoamento superior à permissível, deverá ser feito o escalonamento em trechos de menor declividade (2% máximo), por meio de barragens transversais, conforme o esquema:



O espaçamento entre as barragens será obtido pela fórmula $e = 100 H / (a - b)$

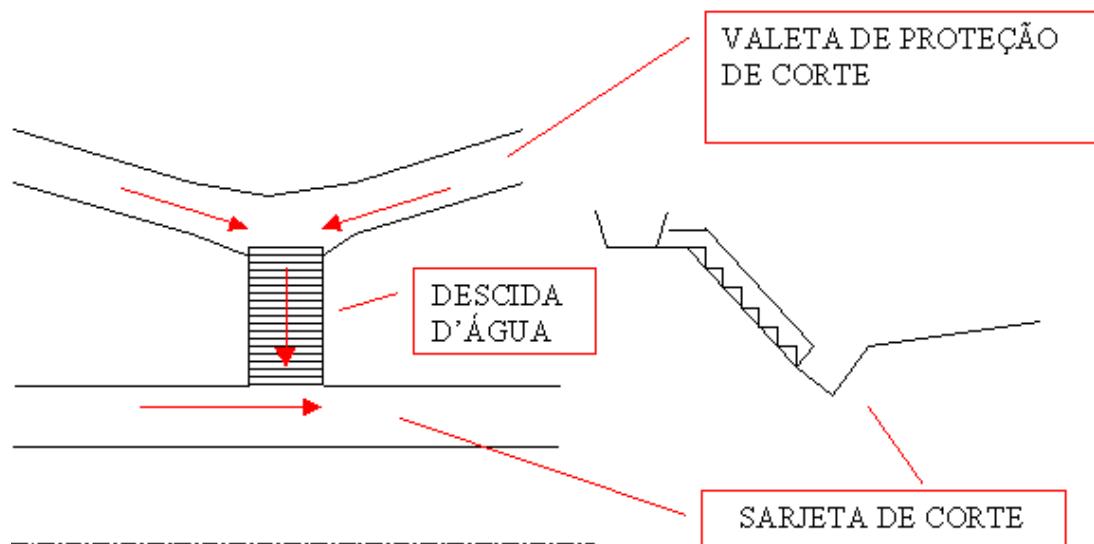
onde e = espaçamento (m) , H = altura da barragem do vertedouro , a é a declividade natural do terreno (%) e b a declividade desejada para o nível d'água (%)

É aconselhável que o espaçamento não ultrapasse 50 m, o que corresponde à declividade de 2%, com diferença de nível de 1 m entre dois vertedouros consecutivos. As barragens podem ser executadas com diversos materiais: madeira, pedras soltas, chapas metálicas, etc.

É necessária a retirada da água da valeta de proteção de corte para a plataforma, seja para a sarjeta ou para a caixa coletora de um bueiro de greide quando:

- nos cortes muito extensos e de pequena declividade o comprimento crítico da valeta é atingido e o aumento da capacidade de vazão obrigaría a construção de seção com grandes dimensões;
- quando o terreno a montante da valeta apresentar um talvegue secundário bem definido, causando concentração de água em um único local;
- quando o perfil longitudinal da valeta apresentar-se sinuoso com vários pontos baixos, obrigando, para que haja escoamento contínuo, grandes profundidades da valeta.

O dispositivo de saída d'água da valeta de proteção de corte para a plataforma é comumente denominado descida d'água (antigamente, valeta-sangradouro). Normalmente são construídas em degraus, como mostra a figura abaixo.

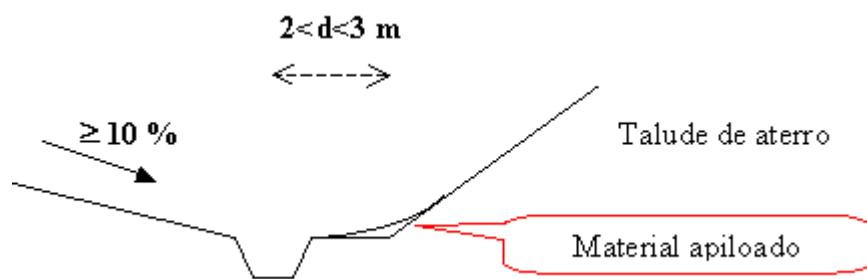


EXECUÇÃO:

Valetas de seção triangular são facilmente executadas com motoniveladoras. As demais, com retroescavadeira ou valetadeira. Em caso de corte em rocha, é comum a necessidade de usar explosivos.

Experimente a planilha abaixo, criada por Teobaldo de Souza Marques
[Planilha para cálculo rápido de valetas de corte](#) (2003, UFJF)

VALETAS DE PROTEÇÃO DE ATERRO



Tem o objetivo de interceptar as águas que escorrem pelo terreno a montante, impedindo-as de atingir o pé do aterro.

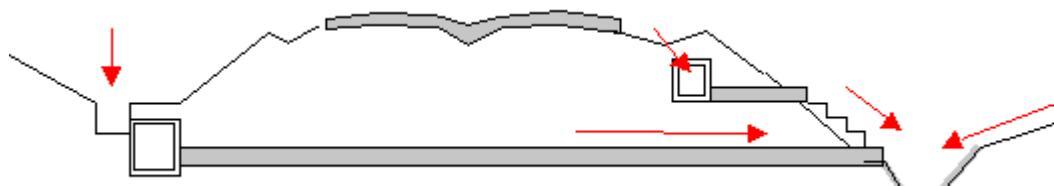
Também se incluem neste tipo os dispositivos destinados a conduzir a água proveniente de outras valetas de proteção e das sarjetas, para os dispositivos de transposição de talveges.

Devem ser construídas quando o terreno natural tiver inclinação igual ou superior a 10% no sentido da estrada, nas proximidades de pontes e pontilhões.

O material proveniente da escavação deverá ser colocado entre a valeta e o talude de aterro de modo a suavizar a interseção entre estas superfícies e apilado manualmente.



DIMENSIONAMENTO DE VALETAS DE PROTEÇÃO DE ATERRO:



O dimensionamento é idêntico ao efetuado com valetas de proteção de corte. Além da contribuição da bacia específica, considerar também as águas provenientes de outras valetas, de sarjetas de corte, quando se destinarem a dispositivos de transposição de talvegue.

REVESTIMENTO

Como raramente a valeta necessitará de revestimento, por serem baixas as velocidades de escoamento, deverão ser analisados os materiais que ocorrerem, e fatores de ordem estética. Exclui-se apenas o revestimento vegetal, pois a erosão carreia finos que se sedimentam na valeta, provocando a destruição da vegetação. Os principais revestimentos adotados são: concreto, pedra argamassada, alvenaria de tijolo ou pedra e pedra arrumada.

EXECUÇÃO:

Geralmente as valetas de proteção de aterro são executadas com retroescavadeira.

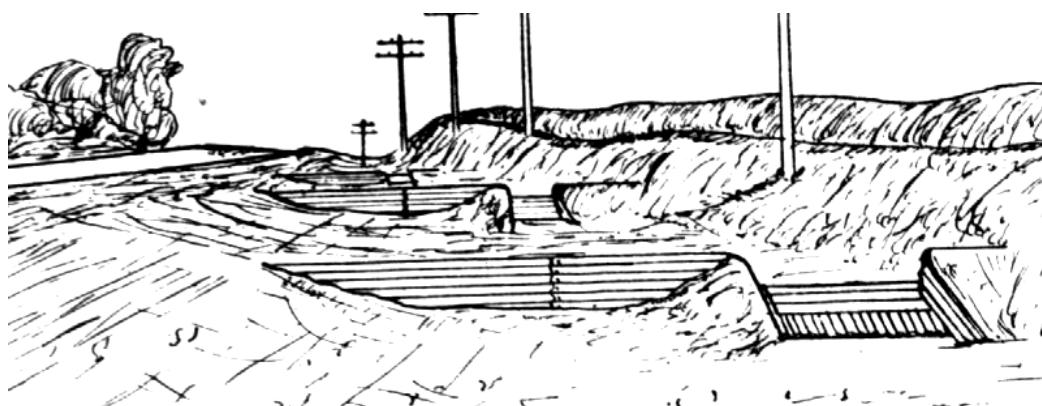


Figura 3-10 : Barragens transversais para redução da velocidade de escoamento

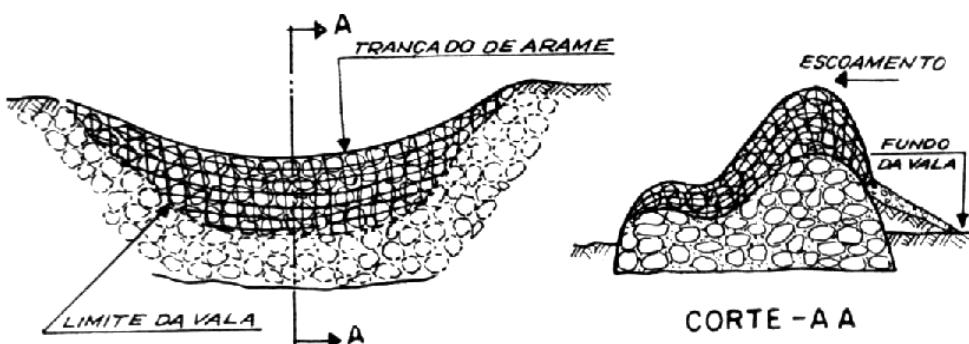
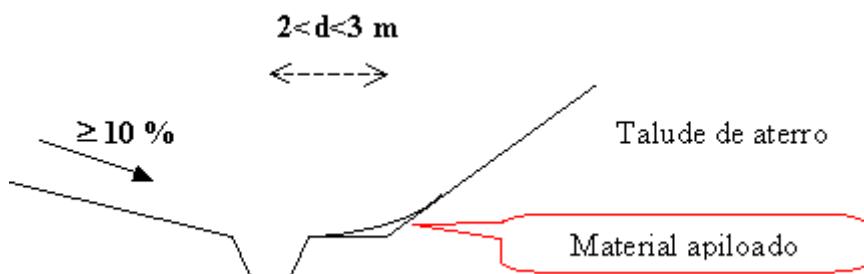


Figura 3-11 : Barragem de pedras soltas envolvidas por trançado de arame

(origem das figuras 3.10 e 3.11: "Drenagem de Estradas", do Eng. Francisco Maia de Oliveira)

VALETAS DE PROTEÇÃO DE ATERRA



Tem o objetivo de interceptar as águas que escorrem pelo terreno a montante, impedindo-as de atingir o pé do aterro.

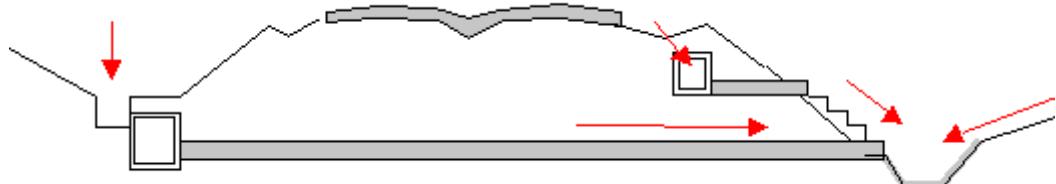
Também se incluem neste tipo os dispositivos destinados a conduzir a água proveniente de outras valetas de proteção e das sarjetas, para os dispositivos de transposição de talvegues.

Devem ser construídas quando o terreno natural tiver inclinação igual ou superior a 10% no sentido da estrada, nas proximidades de pontes e pontilhões.

O material proveniente da escavação deverá ser colocado entre a valeta e o talude de aterro de modo a suavizar a interseção entre estas superfícies e apilado manualmente.



DIMENSIONAMENTO DE VALETAS DE PROTEÇÃO DE ATERRO:



O dimensionamento é idêntico ao efetuado com valetas de proteção de corte. Além da contribuição da bacia específica, considerar também as águas provenientes de outras valetas, de sarjetas de corte, quando se destinarem a dispositivos de transposição de talvegue.

REVESTIMENTO

Como raramente a valeta necessitará de revestimento, por serem baixas as velocidades de escoamento, deverão ser analisados os materiais que ocorrerem, e fatores de ordem estética. Exclui-se apenas o revestimento vegetal, pois a erosão carreia finos que se sedimentam na valeta, provocando a destruição da vegetação. Os principais revestimentos adotados são: concreto, pedra argamassada, alvenaria de tijolo ou pedra e pedra arrumada.

EXECUÇÃO:

Geralmente as valetas de proteção de aterro são executadas com retroescavadeira.

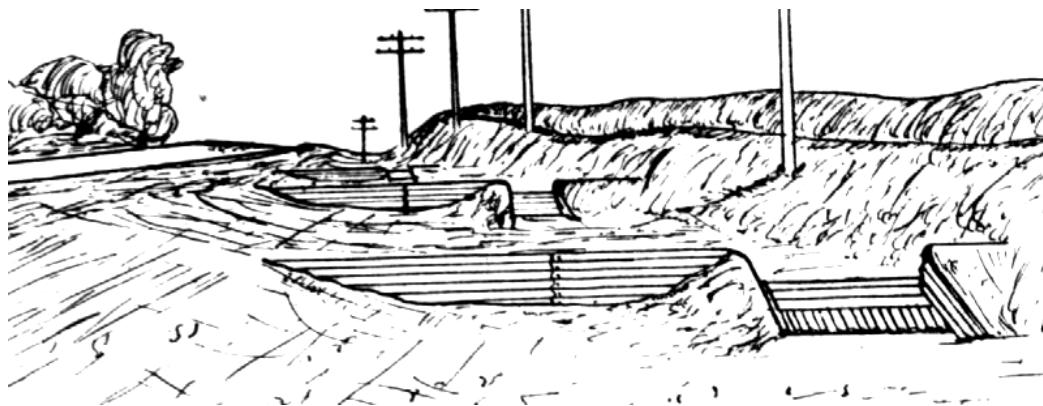


Figura 3-10 : Barragens transversais para redução da velocidade de escoamento

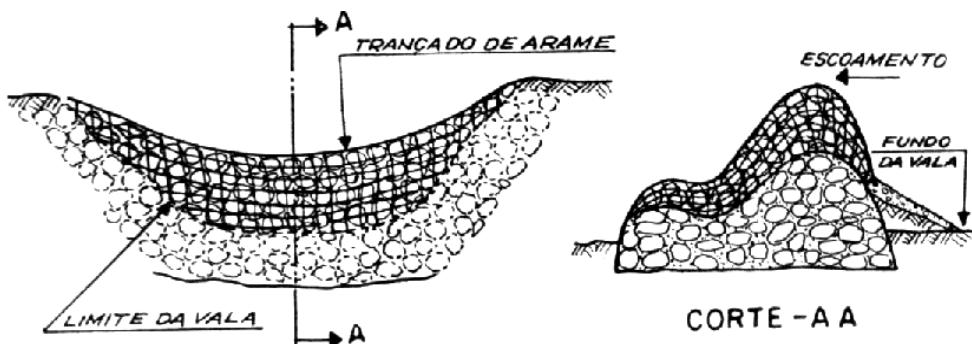


Figura 3-11 : Barragem de pedras soltas envolvidas por trançado de arame

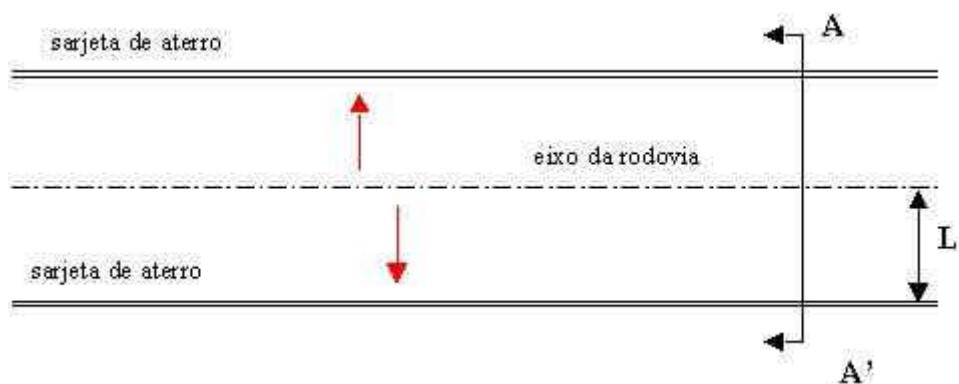
(origem das figuras 3.10 e 3.11: "Drenagem de Estradas", do Eng. Francisco Maia de Oliveira)

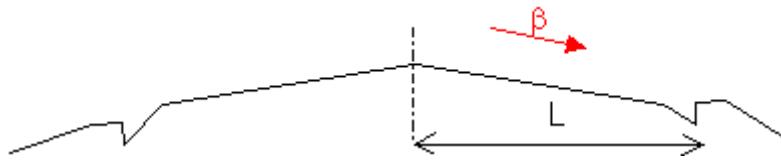
SARJETAS DE ATERRA



São dispositivos com o objetivo de impedir que as águas precipitadas sobre a plataforma escoem pelo talude de aterro, provocando erosões neste ou na borda do acostamento. Por escoamento longitudinal, levam as águas interceptadas até local de deságüe seguro, em caixas coletoras ou no terreno natural.

Localização:





- Nos aterros com altura superior a 5 metros;
- Nas interseções, para coletar e conduzir as águas provenientes de ramos, ilhas, etc.;
- Nas curvas horizontais, para qualquer altura, na borda interna da plataforma quando a velocidade de escoamento possa provocar erosão;
- Nos trechos onde, em conjunto com a terraplanagem, for mais econômica sua utilização, aumentando com isso a altura mínima necessária para o primeiro escalonamento de aterro.

Não há necessidade de adotar sarjetas de aterro:

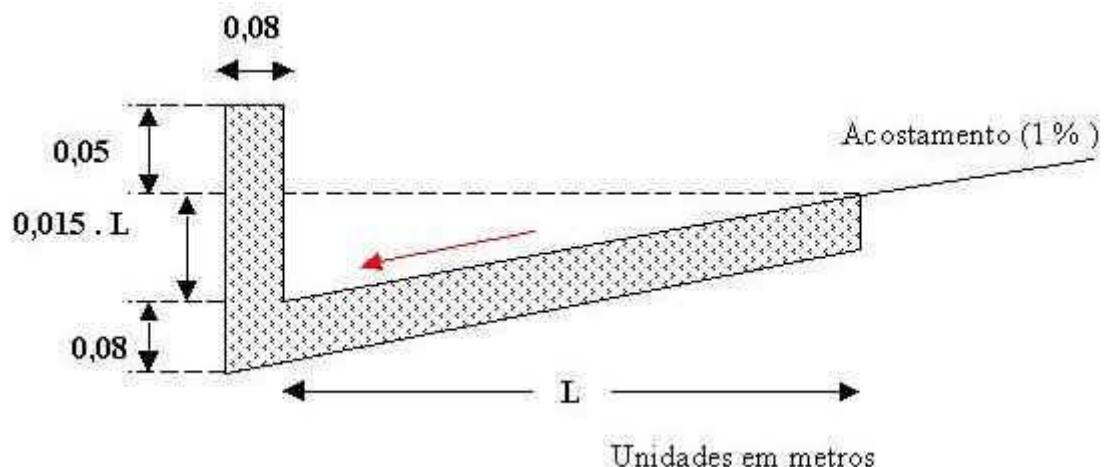
- Na borda externa de curvas horizontais;
- Nos trechos em que a velocidade das águas provenientes da pista, dispersas de maneira contínua, não provoquem erosão do pé da saia do aterro.

Elementos do projeto:

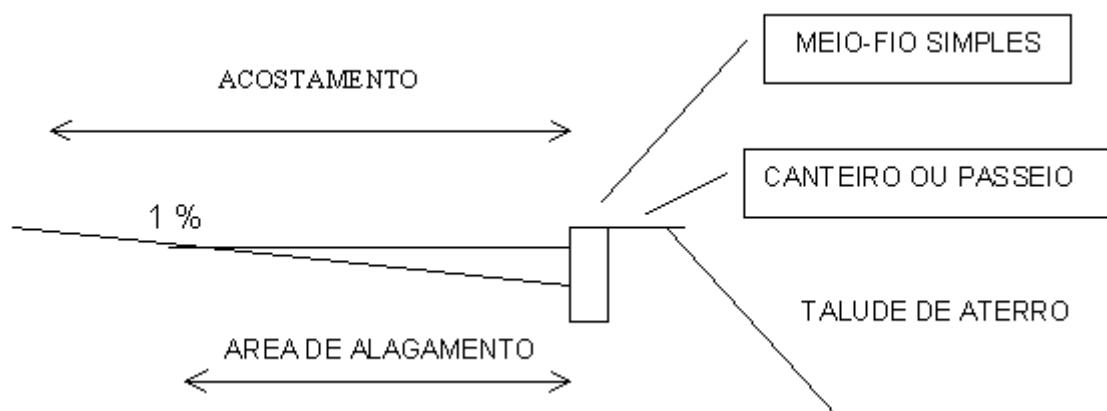
Posicionar a sarjeta de aterro na faixa de plataforma contígua ao acostamento, condicionada à segurança do tráfego. A seção transversal deve seguir os projetos-tipo do DNER, podendo ser triangulares, trapezoidais, retangulares, etc., de acordo com a natureza e categoria da rodovia. Sendo um dispositivo que diminui a segurança do tráfego, devem ser tomados cuidados especiais quanto ao seu posicionamento e na escolha da seção transversal , de modo a minimizar problemas de segurança dos veículos em circulação.

A seção molhada para efeito de dimensionamento é constituída pela do dispositivo projetado mais a área de acostamento, que se supõe alagada. Quando não se puder admitir a hipótese de alagamento, o projeto tipo da sarjeta é semelhante ao da sarjeta de corte, com alteração da declividade junto ao acostamento para 15 %. A face externa da sarjeta de aterro é geralmente constituída por material apilado, para oferecer resistência à impactos sobre o dispositivo.

Um tipo de sarjeta de aterro muito usado atualmente é o meio-fio - sarjeta conjugados:



Em situações eventuais, no caso dum ser possível considerar um alagamento temporário do acostamento, o tipo meio-fio simples pode ser usado.



Sarjetas em solo são indicadas apenas para rodovias secundárias, de pequena importância econômica, ou período curto de utilização, ou estradas temporárias durante a construção.

Dimensionamento das sarjetas de aterro

- A necessidade de utilização da sarjeta em aterro está condicionada pela velocidade capaz de causar erosão na borda da plataforma (conforme o material de que é constituído o aterro). Então primeiro se calcula a velocidade do escoamento para decidir se a valeta será executada.
- Aprovada a utilização do dispositivo, o dimensionamento hidráulico consistirá basicamente no cálculo do comprimento crítico para que não haja transbordamento, ou para que a faixa de alagamento admissível no acostamento não ultrapasse valores prefixados, o que é feito executando descidas d'água (sangradouros).

Os elementos básicos para o dimensionamento da sarjeta são:

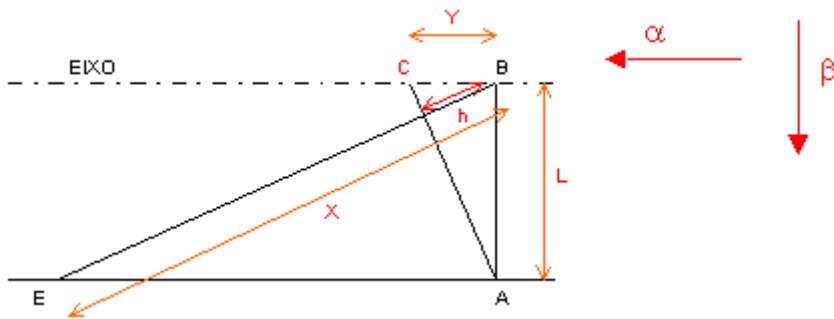
- As características geométricas da rodovia;
- Área de implúvio;
- Elementos hidrológicos para o cálculo da descarga de projeto;

- Elementos para o cálculo da vazão.

Cálculo da velocidade de escoamento na borda da plataforma:

Cálculos preliminares:

O escoamento se dá na direção da reta de maior declive, função da declividade longitudinal do greide (**a**) e da declividade transversal da plataforma (**b**). Sendo **L** a distância entre o eixo da estrada e o bordo, pode ser deduzido que



Comprimento do segmento de reta de maior declive = **x** ou **D**

A água correrá segundo a reta BE, perpendicular às horizontais. Sendo CA uma reta horizontal, cota(A)=cota(C). A cota de A é igual à -**b**. L, considerando a cota de B igual à zero (como referência). Por outro lado, a cota de C (igual a de A) pode ser escrita como -Y.a. Daí, -b.L = -Y.a. Então o comprimento Y da reta CB poderá ser escrito $Y = b \cdot L / a$. Considerando o triângulo BAC, temos CA=L, donde $CA^2=Y^2+L^2$. Daí, $CA=L(a^2+b^2)^{0,5}/a$. Considerando os triângulos semelhantes BAC e BAE, teremos $x / L = AC / Y$, ou, fazendo as devidas substituições,

$$D = x = BE = L (a^2 + b^2)^{1/2} / b \quad (\text{equação 1})$$

(comprimento da reta de maior declividade)

Declividade da reta de maior declive = **i**

$$i = (a^2 + b^2)^{1/2} \quad (\text{equação 2})$$

Determinação da descarga no bordo da plataforma

$$Q = C \cdot i \cdot A / 360000$$

Onde

- **Q** = descarga de contribuição por metro linear da plataforma, em $m^3 / s / m$;
- **C** = coeficiente de escoamento, função do tipo de revestimento da rodovia;
- **i** = intensidade da precipitação em cm / h;

- A = área de contribuição por metro linear da sarjeta , em m^2 / m .

Das equações (2) e (1),

$$D = L \cdot I / b \quad (\text{equação 3})$$

$$Q = C \cdot i \cdot L \cdot (a^2 + b^2)^{1/2} / (b \cdot 360000) \quad (\text{equação 4})$$

onde Q é a descarga no bordo da plataforma, em $m^3/s/m$.

(D e I = comprimento e inclinação da reta de MD e b = declividade transversal)

Por Manning, $Q = A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} / h$, mas como a espessura do fluxo é pequena em relação à largura, toma-se o raio hidráulico igual ao tirante d'água (em consequência, $A = 1 \times R$).

Combinando com a equação da continuidade $Q= A \cdot V$ e desenvolvendo com a simplificação de Strickler, onde $k = 1 / h$, sendo h o coeficiente de rugosidade de Manning, chega-se finalmente à

$$Q = V^{2,5} \cdot K^{-2/3} \cdot I^{-3/4}$$

igualando as equações (4) e (5) e isolando V , vem

$$V = I^{7/10} \cdot K^{3/5} \cdot C^{2/5} \cdot i^{2/5} L^{2/5} / (166,92 \cdot b^{2/5}) \quad (\text{equação 6})$$

ou

$$V = 0,005991 \cdot I^{7/10} \cdot h^{-3/5} \cdot C^{2/5} \cdot i^{2/5} \cdot L^{2/5} \cdot b^{-2/5}$$

Esta equação (6) determina a velocidade de escoamento na borda da plataforma. A comparação desta velocidade com os valores limites de velocidade de erosão definem a necessidade ou não da sarjeta de aterro. Caso seja necessário o projeto do dispositivo, prosseguir o cálculo com:

Cálculo da máxima extensão admissível:

1. Cálculo da vazão de contribuição

A bacia de contribuição para a sarjeta é um retângulo onde um lado é o comprimento a determinar, e o outro é a largura do implúvio, função da seção transversal da rodovia, com

$$q = C \cdot i \cdot A / 360000 \quad (\text{equação 7})$$

Onde

- q = descarga de contribuição por metro linear da plataforma, em $m^3/ s / m$;

- C = coeficiente de escoamento, função do tipo de revestimento da rodovia;
- i = intensidade da precipitação em cm / h;
- A = área de contribuição por metro linear da sarjeta , em m^2 / m .

Cálculo da capacidade hidráulica máxima da sarjeta:

usar a fórmula de Manning e a da continuidade: $V = R^{2/3} \cdot I^{1/2} / h$ e $V = Q / A$ para obter

$$Q = A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} / h \quad (\text{equação 8})$$

onde

- Q = vazão máxima admissível para a sarjeta, em m^3/s ;
- h = coeficiente de rugosidade de Manning, função do revestimento;
- A = área molhada da sarjeta em m^2 ;
- R = raio hidráulico em m;
- I = declividade longitudinal da sarjeta em m/m

Cálculo do comprimento crítico da sarjeta

O comprimento crítico (d) da sarjeta é obtido igualando a descarga de contribuição (equação 7) com a capacidade máxima de vazão admissível para a sarjeta (equação 8), o que define o espaçamento máximo entre saídas d'água.

$$Q = C \cdot i \cdot d \cdot L / 360000 = A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} / h$$

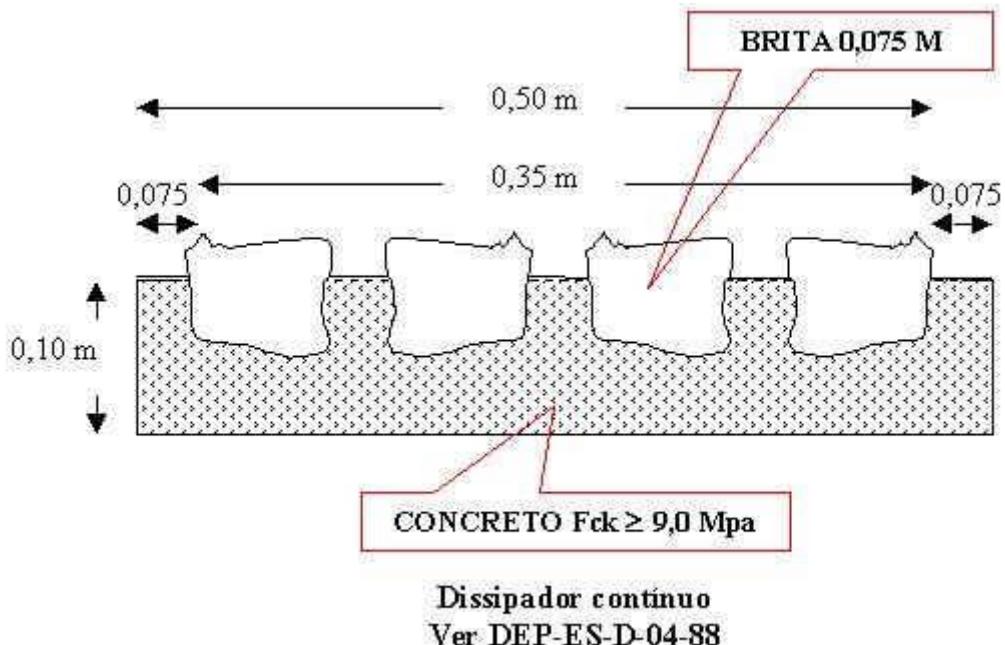
$$d = 360000 \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} / (C \cdot i \cdot L \cdot h) \quad (\text{equação 9})$$

Da mesma forma que as sarjetas de corte, os valores A , R e h são conhecidos, de acordo com a sarjeta projetada, os valores C , i , L , são conhecidos em função da chuva de projeto, restando como única variável a declividade longitudinal da rodovia (a) ao longo do trecho estudado.

Observe-se que chegamos a mesma equação obtida para as sarjetas de corte, havendo apenas pequenas diferenças no modo como são obtidos os parâmetros utilizados. O comprimento crítico também está condicionado à velocidade limite de erosão do material utilizado no revestimento da sarjeta.

Quando a velocidade de escoamento ultrapassar a máxima permitível (causa de erosão), devem ser utilizados dissipadores de energia ou reduzir o espaçamento entre saídas d'água, para reduzir a altura da lâmina d'água (tirante) e assim reduzir a velocidade de escoamento para valores abaixo dos críticos.

(extraído quase integralmente do Manual de Drenagem do DNER - ed. 1990)



Revestimento de sarjetas de aterro

Não há recomendações rígidas quanto ao material. A decisão de adoção depende da classe da rodovia e de condicionantes econômicos. Os materiais indicados são:

Concreto de cimento portland, concreto betuminoso, solo-betume, solo-cimento, solo.

Execução

Quando adotado concreto de cimento Portland, mesmas indicações para sarjetas de corte.

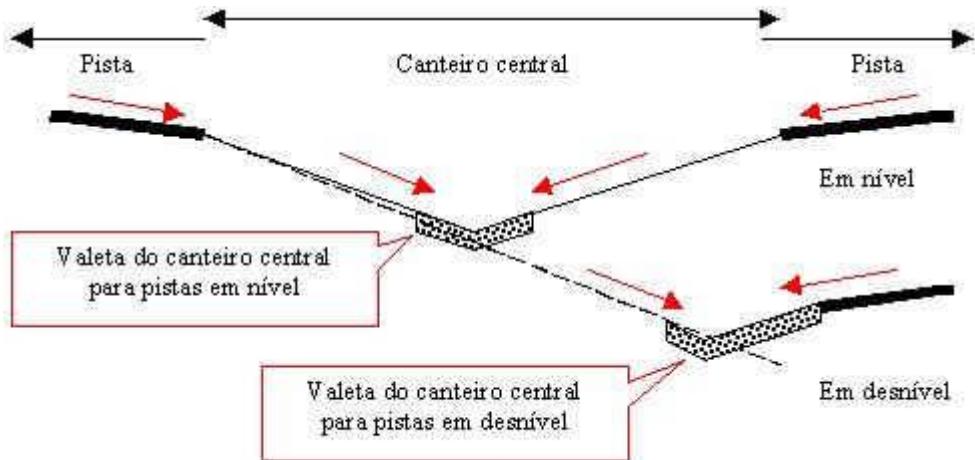
Ao usar concreto betuminoso, usar preferencialmente o mesmo traço usado para o binder, mas não sendo este previsto, usar o mesmo traço do revestimento da pista. Não se justifica composição especial para a construção deste dispositivo.

Nas sarjetas de solo-betume ou solo-cimento, obedecer as Especificações Particulares do Projeto Rodoviário, quando tais misturas estiverem sendo usadas para outros serviços.

As sarjetas de solo são usadas apenas em rodovias secundárias de pequena importância econômica, período curto de utilização ou funcionamento temporário durante o tempo de execução da rodovia.

VALETAS DE CANTEIRO CENTRAL

Sendo côncavo o canteiro central de rodovias construídas em pista dupla, a drenagem superficial é feita por tais valetas, revestidas ou não. Devem seguir os projetos-tipo do DNER, (DEP-ES-D 01-88) e as demais especificações para valetas de corte. Geralmente adota-se seção triangular cujas faces tem as declividades dos taludes do referido canteiro. Seções trapezoidais ou retangulares são utilizadas apenas quando da insuficiência de seção triangular. Também podem ser usadas seções de forma circular, tipo meia-calha.



A escolha do revestimento deve levar em conta a velocidade limite de erosão do material escolhido. Revestimento vegetal, embora estético, tem alto custo de conservação. Deve-se evitar valetas de canteiro central sem revestimento.

Dimensionamento

O dimensionamento é feito de acordo com a fórmula de Manning, equação da continuidade e os comprimentos críticos calculados pelo método comparativo, como as sarjetas anteriores. Terminam em caixas coletoras dotadas de grelhas, e deságuam para fora do corpo da estrada através de bueiros. As grelhas das caixas coletoras devem ser removíveis para efeito de limpeza, e são adotadas visando-se a segurança do tráfego.

SAÍDAS D'ÁGUA

São dispositivos de transição que conduzem as águas captadas por sarjetas de aterro para as descidas d'água. Algumas vezes são chamadas entradas d'água.

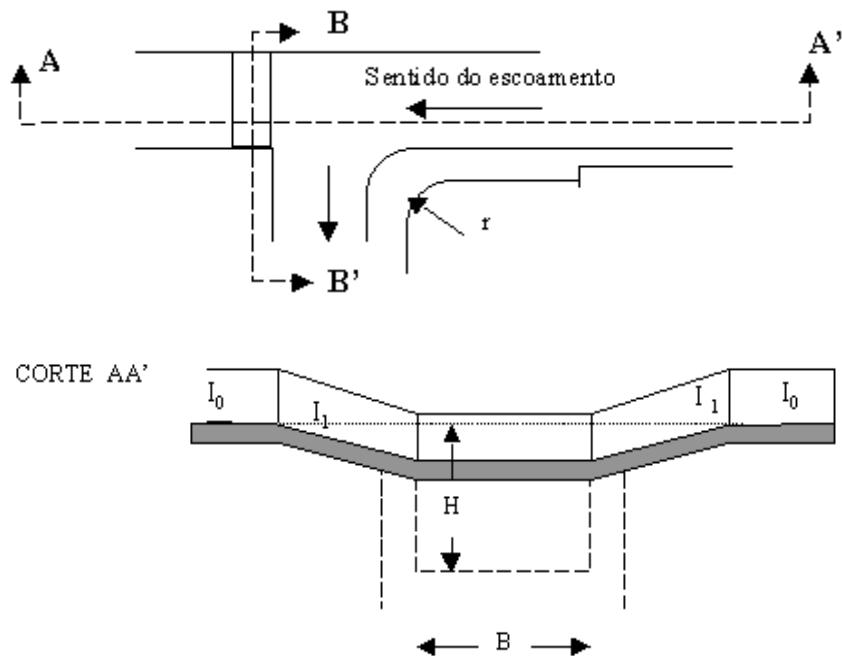


Localizam-se nas extremidades dos comprimentos críticos das sarjetas de aterro, nos pontos baixos das curvas verticais côncavas, junto à pontes, pontilhões e viadutos e - algumas vezes- nos pontos de transição entre corte e aterro. São posicionadas nos acostamentos ou em alargamentos próprios para sua execução. Devem ter uma seção tal que permita rápida captação, sendo um método eficiente para tanto o rebaixamento gradativo conjugado à uma largura suficiente. O rebaixamento da borda deve ser controlado com rigor, e considerado nas notas de serviço de pavimentação.

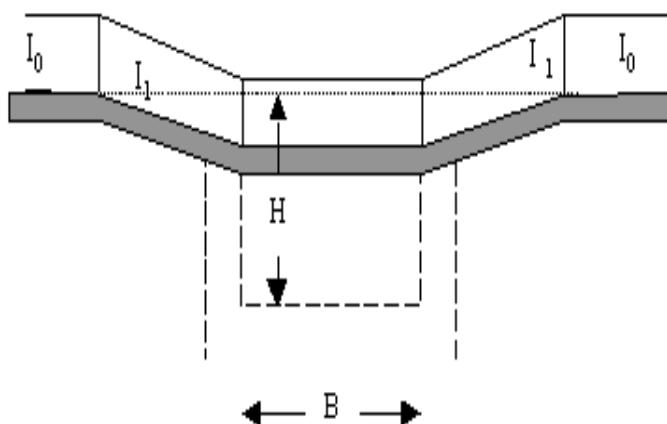
Seção tipo

Devem obedecer aos projetos-tipo do DNER e são projetadas de acordo com sua localização:

- Quando a saída está em trecho de declividade contínua (greide em rampa), i. é:, o fluxo d'água se realiza em um único sentido, obedece à forma seguinte:

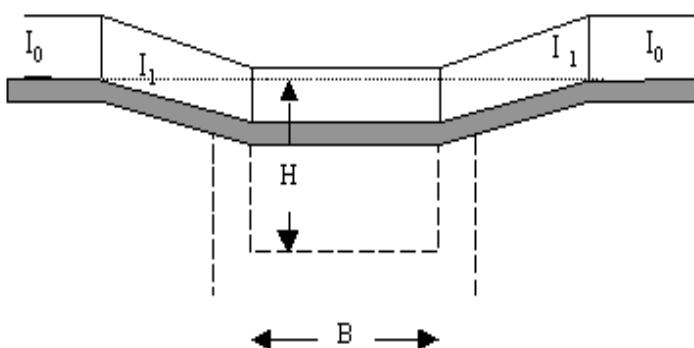


CORTE AA'

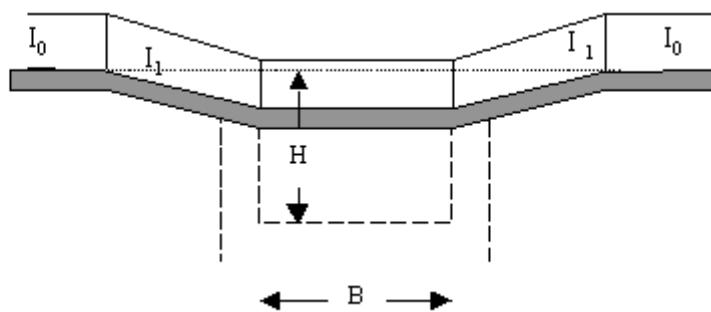


- Quando a saída está em ponto baixo de curva vertical côncava em aterro, para ela convergem em dois sentidos o fluxo d'água:

CORTE AA'



CORTE AA'



Dimensionamento

Resume-se em determinar a largura de entrada de forma a conduzir sem turbulência toda a água proveniente das sarjetas até as respectivas descidas d'água. De forma geral, recomenda-se uma distância mínima de 1,40 m entre a abertura da sarjeta e o começo da descida.

Para maiores detalhes quanto a seção de saídas d'água, consultar os projetos-tipo (DNER). O revestimento pode ser em concreto ou de chapas metálicas. A execução é feita no local,

conjuntamente com as saídas d'água. As chapas metálicas são moldadas no canteiro de obra, e fixadas no local com chumbadores. Ver Especificações de Serviço DEP-ES-D 04-88.

Primeiro método de dimensionamento : Dimensionamento hidráulico:

Consiste em determinar a largura de entrada de forma a conduzir, sem turbulência, toda a água proveniente da sarjetas até as respectivas descidas d'água. O valor de L é dado por

$$L = Q / (K \cdot Y (g \cdot Y)^{1/2})$$

Onde:

L = comprimento da abertura na sarjeta ou largura da saída d'água (m) ;

Q = descarga afluente pela sarjeta (m³ / s);

K = coeficiente adimensional, em geral 0,2 para declividade da sarjeta entre 2% e 5%;

Y = altura do fluxo na sarjeta (m) ;

g = aceleração da gravidade (9,81 m / s²) .

Segundo Método de dimensionamento :

Quando se conhece "a priori" a largura B da descida d'água, determinam-se os elementos da saída d'água com as seguintes relações :

- a. A largura L da abertura deve ser 7 (sete) vezes a largura da descida;
- b. O espaçamento entre o alinhamento da sarjeta e o início da descida d'água deve ser 2,5 (duas e meia) vezes a largura da descida;
- c. raio da curva circular de concordância entre a saída d'água e a descida deve ser igual a altura H da descida d'água.

DESCIDAS D'ÁGUA



Conduzem as águas captadas por outros dispositivos de drenagem pelos taludes de cortes e aterros. Quando vindas de valetas de proteção de corte, desaguam na plataforma em sarjetas de corte ou em caixas coletooras. Quando as águas provém de sarjetas de aterro, deságum geralmente no terreno natural. Também sangram valetas de banquetas em pontos baixos ou ao ser atingido o comprimento crítico, e frequentemente são necessárias para conduzir pelo talude de aterro águas vindas de bueiros elevados.

Posicionam-se nos taludes de corte e aterro acompanhando suas declividades e também na interseção do talude de aterro com o terreno natural e nas transições corte-aterro.

Podem ser do tipo rápido ou em degraus. A escolha do tipo é função da velocidade limite do escoamento para não provocar erosão, das características geotécnicas dos taludes, do terreno, da necessidade de quebra de energia do fluxo e dos dispositivos de amortecimento na saída.

Sendo ponto bastante vulnerável, principalmente em aterros, requer cuidados especiais para evitar desniveis causados por caminhos preferenciais durante chuvas fortes, cujas erosões podem destruir toda a estrutura. Por isso, deve ser "encaixada" nos taludes de aterro, nivelada, e protegida com o revestimento indicado para os taludes.

Podem ter as formas:

- Retangular, em calha (tipo rápido) ou em degraus;

- Semicircular ou meia cana, de concreto ou metálica;
- Em tubos de concreto ou metálicos.

É desaconselhável o uso de seção de concreto em módulos, pois a ação dinâmica do fluxo pode descalçar e disjuntar os mesmos, e erodir o talude. Quando se usam módulos, as peças deverão ser assentadas sobre berço previamente construído. Os mesmos inconvenientes aplicam-se à descida em tubos.

Ao contrário dos casos anteriores, a construção de descidas d'água em CONCRETO ARMADO supera qualquer recalque do talude, por sua rigidez.

Para detalhar os projetos de execução, consultar as Especificações de Serviço DEP-ES-D 04-88.



Dimensionamento das descida d'água:

Pode ser feito por fórmulas empíricas ou através da teoria hidráulica do movimento uniformemente variado. O segundo método é mais preciso, embora o primeiro possa ser considerado satisfatório para obras de repercussão econômica mais significativa. Uma vez que o número de descidas d'água e seu custo de construção não são preponderantes na análise econômica, dispensa-se o cálculo detalhado da velocidade, a não ser para obras de caráter excepcional (grandes alturas, patamares intermediários, forte declividade, etc.). É preferível usar calha em degrau sempre que a extensão do talude for superior a 7 metros, e independentemente da velocidade da água ao pé do talude de aterro, projetar sempre bacia de amortecimento.

Método I - Empírico

Cálculo da altura média das paredes laterais da descida

Conhecida a descarga de projeto (Q), fixa-se o valor da largura da descida d'água (L) e determina-se o valor da altura média das paredes laterais da descida (H).

$$Q = 2,07 \cdot L^{0,9} \cdot H^{1,6}$$

com Q em m^3 / s , L em metros e H em metros. Desta fórmula resulta

$$H = (0,483 Q \cdot L^{-0,9})^{0,625}$$

Cálculo da velocidade da água no pé da descida (utilizada para dimensionar dissipadores de energia ou bacia de amortecimento)

Considerando uma descida d'água em rampa contínua de altura (Z), a velocidade final máxima, baseando-se apenas no teorema de Bernoulli, e desprezando o efeito da pressão atmosférica, por ser muito pequeno, será, aproximadamente:

$$V_{final} = (V_{inicial} + 2gZ)^{1/2}$$

Como a velocidade inicial sofre sensível redução ao passar da sarjeta de aterro para a saída d'água, principalmente em função do aumento da seção de vazão, normalmente é desprezada, ficando a fórmula reduzida a

$$V_{final} = (2gZ)^{1/2}$$

Como não se levou em conta a rugosidade do revestimento ou outras perdas de energia, esta fórmula fornece valores acima dos reais, o que não causará problemas, dada o baixo custo da construção de bacias de amortecimento ou dissipadores de energia. Havendo necessidade de cálculo mais preciso, deve-se optar pelo segundo método.

Outra fórmula resulta da aplicação da fórmula de Manning associada à equação da continuidade, com algumas simplificações devidas principalmente por ser a lâmina d'água consideravelmente menor que a largura da calha:

$$V = (Q/L)^{0,4} (h \cdot I^{-1})^{-0,6}$$

Onde

V = velocidade no pé da descida d'água (m/s);

L = largura da calha (m) ;

h = rugosidade do revestimento ;

I = declividade da calha (= declividade do talude)

Método II

O segundo método de dimensionamento consiste em determinar o perfil da linha d'água, ou a linha de profundidade da água ao longo da descida, considerando o fluxo gradualmente variado, calculando-se por etapas, para trechos curtos o tirante e a velocidade e verificando-se o regime de fluxo. O detalhamento do processo de cálculo poderá ser visto no Manual de Drenagem do DNER, pág. 219 - 225.

CAIXAS



Tem como objetivos principais:

- Coletar águas provenientes de sarjetas e que se destinam aos bueiros de greide;
- Coletar águas provenientes de pequenos talvegues a montante de bueiros de transposição de talvegues, permitindo sua construção abaixo do terreno natural;
- Coletar águas provenientes de descidas d'água de cortes, conduzindo-as a um dispositivo de deságüe seguro;
- Permitir a inspeção de condutos que por elas passam, para verificação de funcionalidade e eficiência, decantação de material em suspensão e serviços de desentupimento, como no caso de drenos profundos;
- Possibilitar mudanças de dimensão de bueiros, de sua declividade e direção, permitir a concorrência de mais de um bueiro.

Classificação das caixas:

- Quanto à função: caixas coletores, de inspeção ou de passagem;
- Quanto ao fechamento: com tampa ou aberta.

Localização das caixas coletores:

- Nas extremidades dos comprimentos críticos das sarjetas de corte, conduzindo as águas para o bueiro de greide ou coletor longitudinal ;
- Nos pontos de passagem de corte para aterro, coletando as águas das sarjetas, conduzindo-as para bueiro, nos casos em que ao atingir o terreno natural possam causar erosão;
- Nas extremidades das descidas d'água em taludes de corte quando não se pode utilizar as sarjetas;
- No terreno natural, junto ao pé do aterro, quando se quer construir um bueiro de transposição de talvegue abaixo da cota do terreno (quando são inaplicáveis as bocas);
- Nos canteiros centrais de rodovias com pista dupla;
- Em qualquer lugar onde se torne necessário captar águas superficiais, transferindo-as para bueiros.

As caixas de passagem localizam-se:

- Onde houver necessidade de mudança de dimensões (diâmetros), declividade, direção ou cotas de instalação de bueiro;
- Nos lugares onde concorra mais de um bueiro;
- Onde houver mudança de um bueiro para outro dispositivo: p. exemplo, no início de uma descida d'água quando ela recebe a contribuição de um bueiro de greide.

As caixas de inspeção localizam-se:

- Nos locais destinados a vistoriar os condutos, verificando eficiência hidráulica e estado de conservação (desde que não afetem a segurança do tráfego);
- Nos trechos com drenos profundos, para vistoriar seu funcionamento (no início e com espaçamento máximo de 200 m. Neste caso, podem ser substituídos por dispositivos denominados chaminés).

As caixas com tampa removível- de concreto armado - são indicadas quando tem finalidade de inspeção e passagem.

As caixas com tampa em forma de grelha - são indicadas quando tem finalidade coletora, sendo excepcionalmente localizadas em pontos que possam afetar a segurança do tráfego - ou se destinam a coletar águas contendo sólidos com dimensões que poderiam obstruir os bueiros ou coletores.

Caixas abertas são indicadas quando tem finalidade coletora e localizam-se em pontos que de forma alguma comprometam a segurança do tráfego.

A seção tipo das caixas coletoras deverá obedecer aos projetos-tipo do DNER, onde são indicadas as dimensões e detalhes das tampas. Para sua execução deverão ser seguidas as Especificações de Serviço DEP-ES-D 06-88. A profundidade é determinada pelas cotas dos condutos que a elas chegam e delas saem, e sua seção mínima é de 1,00 x 1,00 m.

Caixas de inspeção de drenos são obrigatoriamente com tampa.

Dimensionamento hidráulico das caixas:

Embora as dimensões sejam fixadas pelas dimensões dos dispositivos para os quais estão indicadas como coletora de passagem ou inspeção, a área transversal útil pode se determinada pela fórmula dos orifícios:

$$A = 0,226 \cdot Q \cdot C^{-1} \cdot H^{-1/2}$$

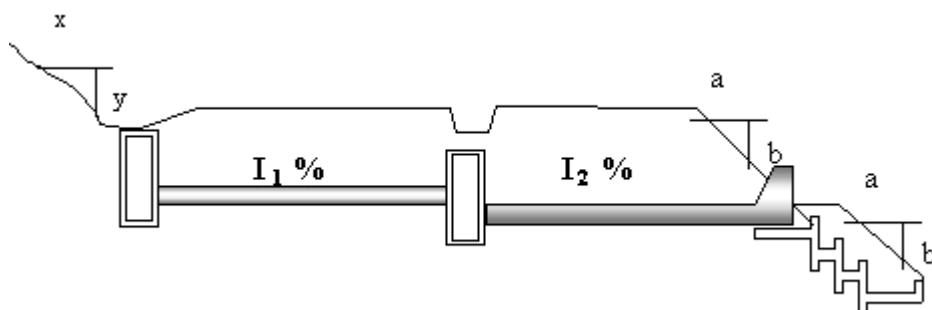
Onde

A = área útil da caixa, em m^2 ;
Q = vazão a captar, em m^3 / s ;

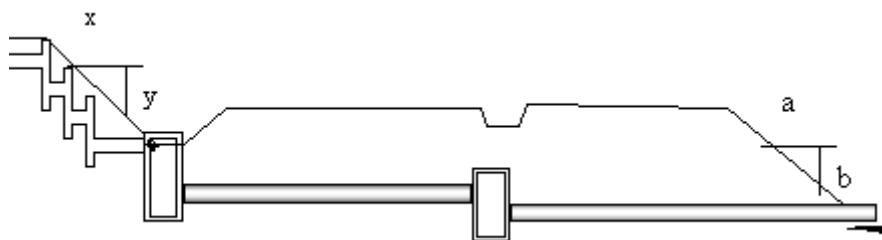
H = altura do fluxo, em m ;

C = coeficiente de vazão , a ser tomado como 0,60

BUEIROS DE GREIDE



São dispositivos destinados a conduzir para locais de deságüe seguro as águas captadas por dispositivos de drenagem superficial cuja vazão admissível já tenha sido atingida pela descarga de projeto.



Localizam-se:

- Nas extremidades dos comprimentos críticos das sarjetas de corte em seção mista ou quando, em seção de corte pleno, for possível o lançamento de água coletada (com desague seguro) por "janela-de-corte". Nos cortes em seção plena, quando não for possível o aumento da capacidade da sarjeta ou a utilização de abertura de janela no corte a jusante, projeta-se um bueiro de greide longitudinalmente à pista até o ponto de passagem de corte para aterro.
- Nos pés das descidas d'água dos cortes, recebendo as águas das valetas de proteção de corte e/ou valetas de banquetas, captadas por caixas coletooras.

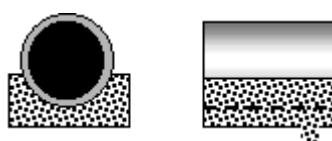
- Nos pontos de passagem de corte-aterro, evitando que as águas provenientes das sarjetas de corte deságüem no terreno natural com possibilidade de erosão.
- Nas rodovias de pista dupla, conduzindo ao desague as águas coletadas pelos dispositivos de drenagem do canteiro central.

Os bueiros de greide são geralmente implantados transversal ou longitudinalmente ao eixo da rodovia, com alturas de recobrimento atendendo à resistência de compressão estabelecida para as diversas classe de tubo pela NBR-9794 da ABNT.

Elementos de um bueiro de greide: caixas coletoras, corpo e boca.



Caixa coletora



Corpo e berço



Boca

As caixas coletoras podem ser construídas em um lado da pista, nos dois lados ou no canteiro central. Por estarem posicionadas próximas às pistas, geralmente tem tampa de grelha.

O corpo é constituído de tubos de concreto armado ou metálicos, obedecendo as mesmas determinações indicadas para bueiros de transposição de talvegues.

Dimensionamento hidráulico:

Devem ser obedecidas as seguintes recomendações:

- A descarga de projeto deverá ser obtida pela soma das descargas dos dispositivos afluentes às caixas coletoras ou pelo levantamento da bacia de contribuição ao bueiro de greide, aplicando-se o método de descarga mais conveniente, função do vulto econômico da obra. Neste último caso, deve ser considerado ao menos o tempo de recorrência de 10 anos e duração de chuva 5 minutos.
- O bueiro deve ser, sempre que possível, dimensionado sem carga hidráulica a montante (como canal). Observe-se com muito rigor a cota máxima do nível d'água a montante, função da altura da caixa coletora e policie-se a velocidade do fluxo a jusante.
- Para facilidade de limpeza, o diâmetro mínimo a adotar é de 0,80 m.

O dimensionamento dos bueiros de greide é feito normalmente com o emprego da fórmula de Manning e da equação da continuidade.

Valem as mesmas considerações e simplificações que para os bueiros de transposição de talvegues.

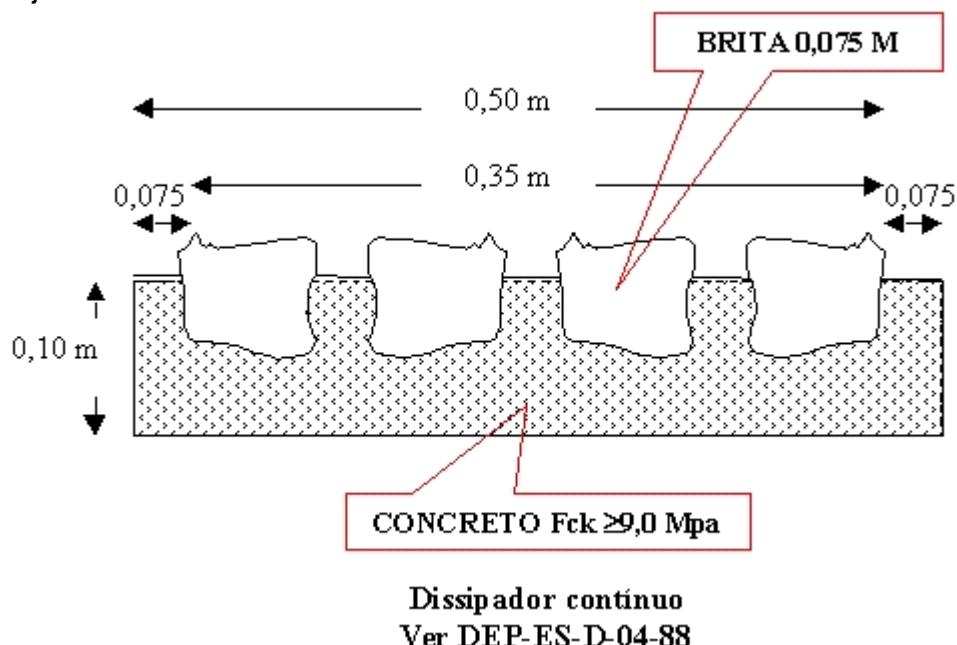
$$Q = S \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot h^{-1}$$

DISSIPADORES DE ENERGIA

Destinam-se a dissipar a energia do fluxo, reduzindo sua velocidade quer no escoamento através do dispositivo de drenagem, quer no deságüe para o terreno natural, para evitar a erosão.

Classificam-se em dissipadores contínuos e dissipadores localizados (bacias de amortecimento).

Os **dissipadores contínuos** já foram mencionados anteriormente, no estudo das sarjetas de aterro.

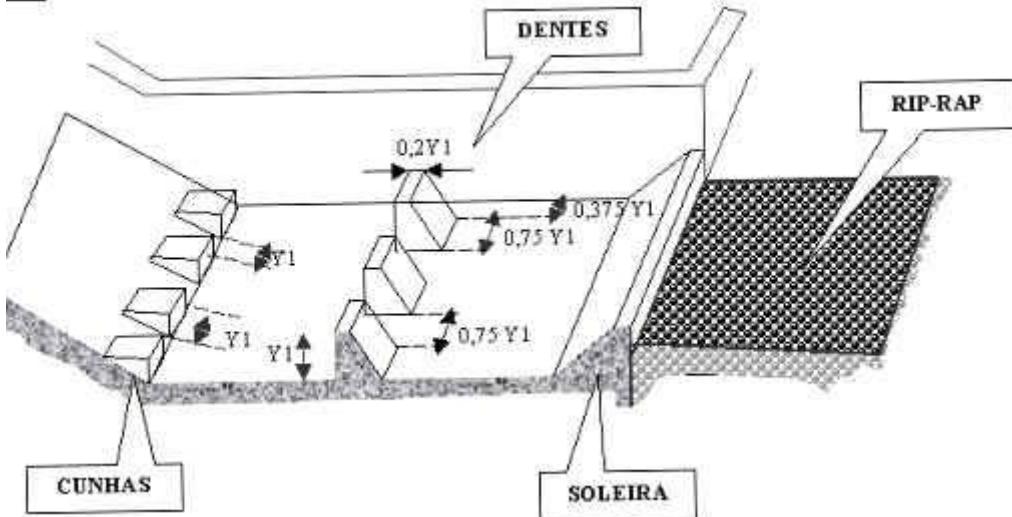


Bacias de amortecimento ou dissipadores localizados:



De modo geral são instaladas :

- No pé das descidas d'água nos aterros ;
- Na boca de jusante dos bueiros ;
- Na saída das sarjetas de corte, nos pontos de passagem de corte-aterro.



Seu projeto deve seguir os projetos-tipo do DNER, e na construção, devem ser seguidas as Especificações de Serviço DEP-ES-D 05-88.

Dimensionamento:

Será função da velocidade de escoamento d'água a montante e da altura do fluxo afluente. O ressalto hidráulico na bacia de amortecimento é função do número de Froude (F_1). Este número permite o dimensionamento do dispositivo. Quando menor que 1,7, não há necessidade de precauções, pois haverá apenas turbulência na superfície da água. Para o número de Froude entre 1,7 e 2,5, o efeito amortecedor pode ser feito por uma bacia horizontal lisa de concreto entre 4,5 e 9,0m, segundo o BPR. Para número de Froude acima destes, e até 17, devem ser usadas bacias com guarnições, cunhas e dentes, que são deflectores para produzir efeito estabilizador no ressalto.

$$F_1 = V_1 \cdot (g \cdot Y_1)^{-1/2}$$

onde :

F_1 = número de Froude ;

V_1 = velocidade do fluxo afluente à bacia , em m/s ;

g = aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m} / \text{s}^2$) ;

Y_1 = altura do fluxo afluente à bacia, em m .

Para determinar a altura do fluxo (tirante) na saída da bacia de amortecimento, após o fenômeno do ressalto, utilizamos a expressão

$$Y_2 = Y_1 (0,5 \cdot [1 + 8 F_1^2]^{1/2} - 1) \text{ se } 1,7 < F_1 < 5,5 * \text{ver observação}$$

A altura (H) da parede da bacia de amortecimento pode ser definida por

$$H = Y_2 + Z$$

onde $Y_2 = Y_2 (1,10 - F_1 / 120)$ e $Z = Y_2 / 3$

Observação:

Se $5,5 < F_1 < 11$, $Y_2 = 0,85 Y_1$

Se $11 < F_1 < 17$, $Y_2 = Y_1 (100 - F_1^2 / 800)$

Sendo L o comprimento do ressalto hidráulico e C a altura da soleira, podemos considerar ainda, para $F_1 < 17$:

$$L = 11,842 Y_2 / F_1$$

$$C = 0,07 Y_2$$

Recomenda-se usar "rip-rap" na saída das bacias de amortecimento, saída de bueiros e de outros dispositivos cuja velocidade da água não comprometa seriamente o terreno natural, estendendo o rip-rap até 50 vezes a largura da bacia ou do dispositivo de montante, ou o diâmetro do bueiro, em m. Caso contrário, justifica-se o projeto completa de uma bacia de amortecimento.

O diâmetro esférico equivalente das pedras a utilizar no rip-rap pode ser determinado pelo gráfico da seguinte, corrigido pela expressão

$$K_w = 1,64 k / (w - 1),$$

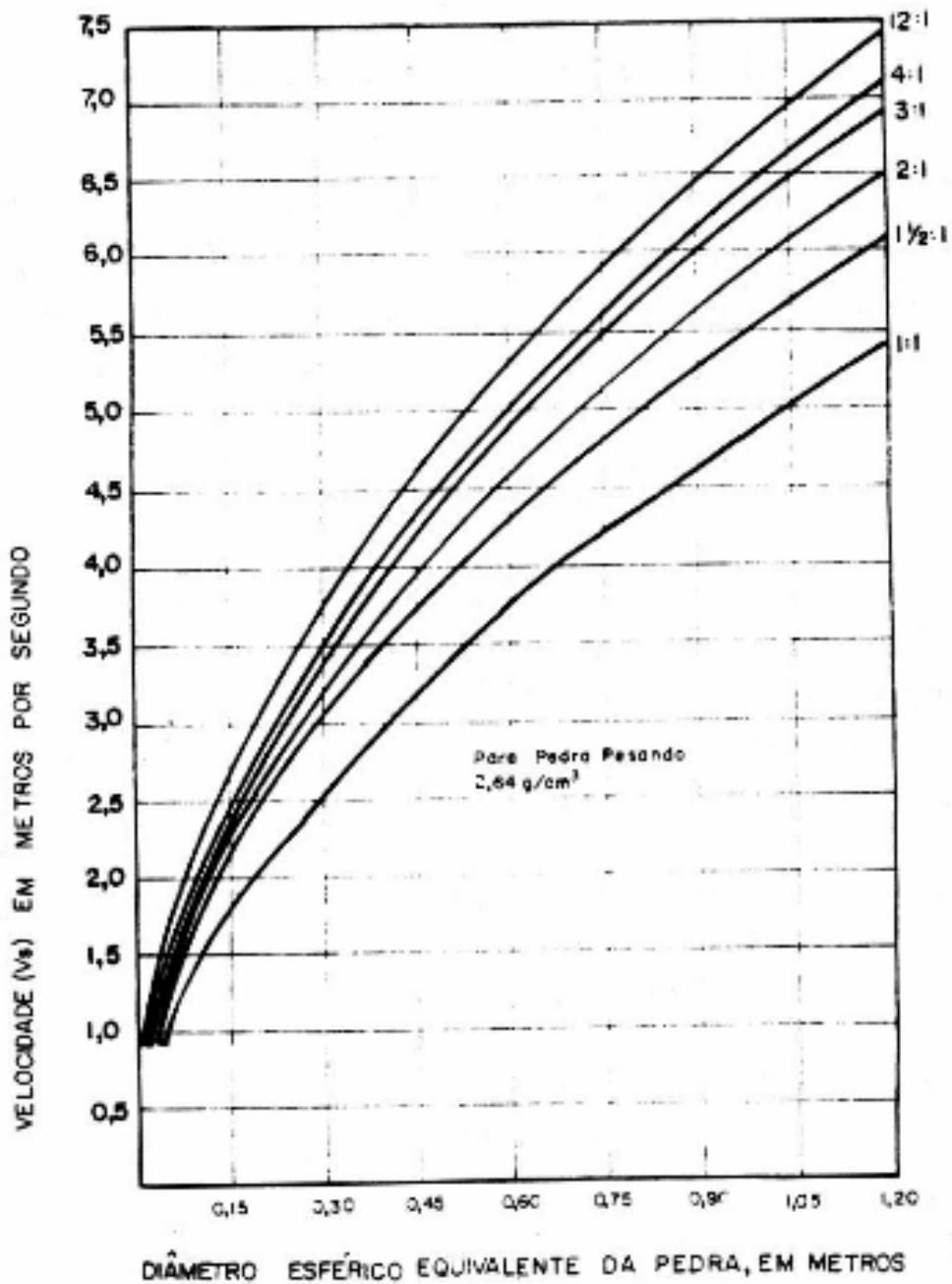
se o peso específico das pedras for diferente de $2,64 \text{ g / cm}^3$, valor para o qual o gráfico foi feito.

onde

K_w = diâmetro da pedra a ser usada, em cm ;

k = diâmetro da pedra , obtido no gráfico, em cm ;

w = peso específico da pedra de diâmetro K_w , em g/cm^3 .



OU

$$S = Q \cdot h \cdot R^{-2/3} \cdot I^{-1/2}$$

DRENAGEM DO PAVIMENTO

Destina-se a remover as águas que se infiltraram nas camadas do pavimento ou nas suas interfaces, podendo ocasionar prejuízo à estrutura. Deve ser executada, no Brasil, em regiões com altura pluviométrica maior que 1500 mm., nas estradas com TMD (tráfego médio diário) a partir de 500 veículos comerciais. Tais águas tem duas procedências principais:

- Infiltração direta da chuva;
- Provenientes de lençóis subterrâneos.

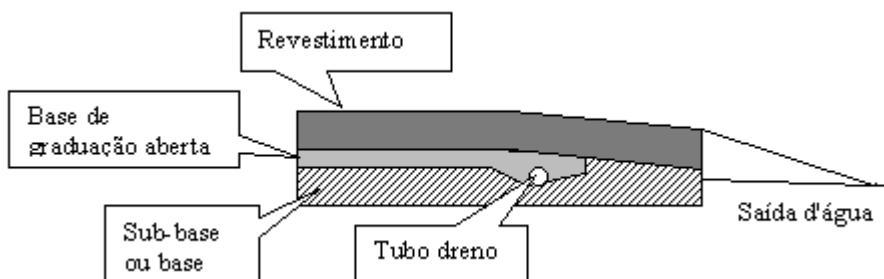
Tais águas atravessam o pavimento numa taxa de 33 a 50 % nos pavimentos de revestimento asfáltico e 50 a 67 % nos pavimentos de concreto e podem causar sérios danos a estrutura de todo o pavimento, inclusive base e sub-base, se não tiverem dispositivo especial para drená-las.

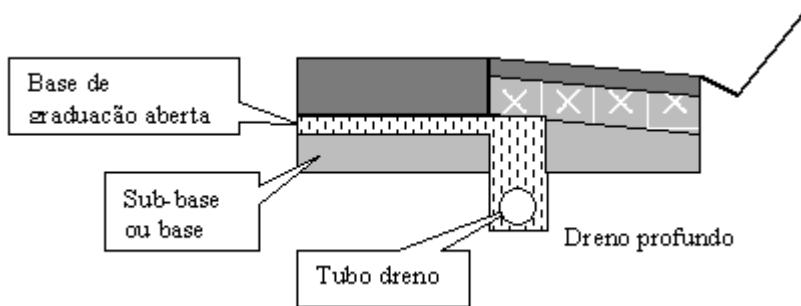
As infiltrações podem ocorrer quando de chuvas com duração a partir de uma (1) hora e tempo de recorrência um (1) ano, obtendo-se coeficientes de infiltração inferiores à medida que se consiga melhorar as condições de vedação na superfície dos pavimentos.

Os principais dispositivos de drenagem do pavimento são a camada drenante e os drenos rasos longitudinais, seguidos pelos drenos laterais de base e drenos transversais.

Camada drenante:

Camada de material granular, com granulometria apropriada, que colocada logo abaixo do revestimento (ASFÁLTICO ou de concreto de cimento Portland) e acima da base, drena as águas infiltradas para fora da pista de rolamento. Estendem-se até os drenos rasos longitudinais ou até as bordas livres. As figuras seguintes mostram a posição relativa aos demais elementos do pavimento, a segunda delas usada quando é possível conectar com drenos profundos, se existentes.





Elementos do projeto de bases drenantes:

- Dimensões - variam de acordo com as condições pluviométricas da região e são fixadas pelas necessidades hidráulicas de drenagem da rodovia.
- Materiais usados - em geral, agregados de rocha sadia, britados ou não. Sua granulometria exige um afastamento relativamente pequeno entre os tamanhos máximo e mínimo, por exemplo: 1 ½" a 1 " , 1 ½" a nº4 , 3/4" a 3/8" , 3/8" a nº 4 , e 3/8" a nº 8 , de modo a manter a permeabilidade elevada.

A experiência tem recomendado algumas curvas granulométricas para agregados, reproduzidas na figura 6.3. A condutividade hidráulica das faixas é avaliada pelos respecitivos coeficientes de condutividade hidráulica, que variam de $k = 42 \text{ cm} / \text{s}$ para a faixa de agregados de maior tamanho à $k = 2,1 \text{ cm} / \text{s}$ para a faixa dos de menores dimensões, valores amplamente satisfatórios.

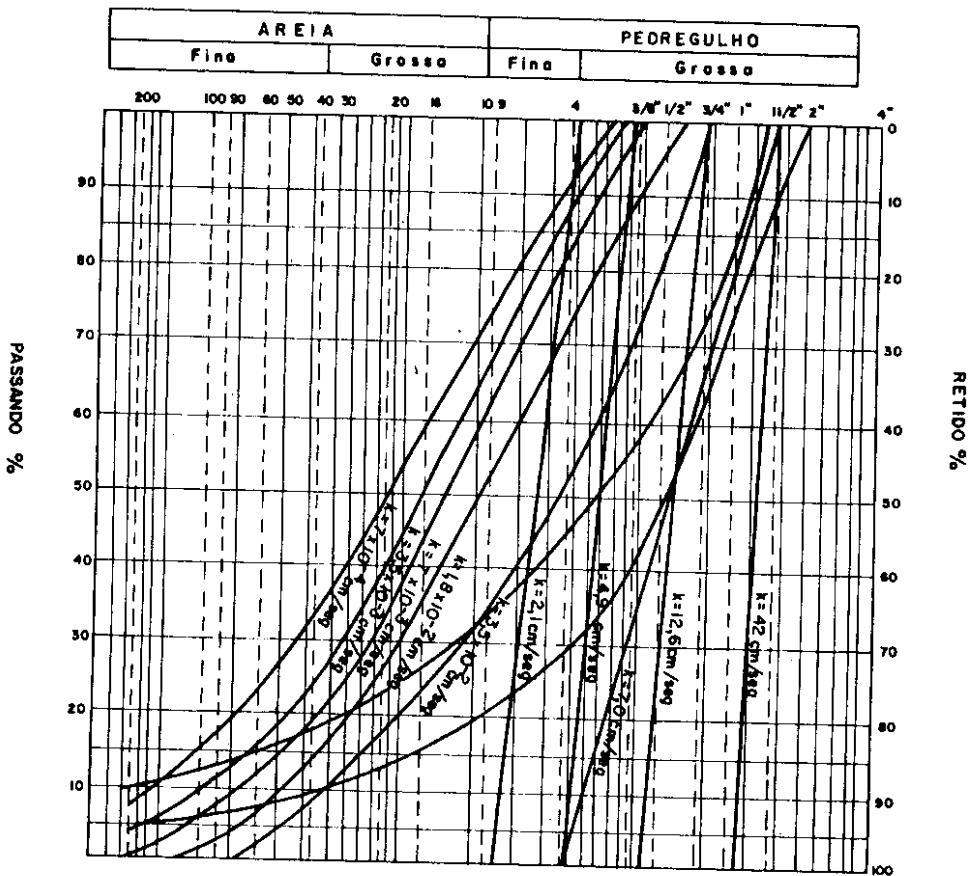


Figura 6.3 : curvas granulométricas para bases drenantes

(DNER - Manual de drenagem)

Recomenda-se que as características dos agregados usados sejam controladas durante os trabalhos de construção, com amostras retiradas na própria camada drenante, depois de compactada, tanto para a granulometria como para a condutividade hidráulica, de vez que a compactação pode fazer variar o tamanho dos agregados, alterando tais características.

É recomendado, em certos casos, por motivos estruturais, misturar pequenas quantidades de asfalto (na ordem de 2 %) aos agregados. Observações e ensaios realizados mostram que se verifica, no caso, apenas um pequeno decréscimo da condutividade hidráulica.

A presença de materiais finos nos agregados, ao contrário, reduzem muito a condutividade hidráulica. Estudos feitos por Childers mostraram que agregados com mais que 20 % passando na peneira nº 10 não apresentam propriedades drenantes razoáveis. Materiais contendo porcentagens de silte e argila, mesmo reduzidas, quando compactadas poderão ter suas condutividades extremamente reduzidas: por exemplo, materiais com 5 % de finos, devidamente compactados, podem ter a condutividade hidráulica quase nula. O

Federal Highway Administration recomenda que o tamanho mínimo do material usado em bases drenantes seja o da peneira nº 4 (4,8 mm).

Nos casos de subleitos argilosos, comuns no Brasil, há sempre necessidade de uma base de valor estrutural sob a base drenante, ou - pelo menos - de uma sub-base, para proteger a base drenante de intrusão de materiais finos que possam obstruir os poros da camada drenante. Segundo trabalhos do "Corps of Engineers", do exercito norte-americano, há necessidade de que **D15 (filtro) / 5 £ D 85 (do solo)**, o diâmetro correspondente à 15% passante (curva granulométrica do filtro), dividido por cinco, seja menor ou igual ao diâmetro correspondente à 85 % passante (curva granulométrica do solo do subleito). Quando as granulometrias não forem adequadas, deve-se intercalar camadas de materiais que constituam um filtro-separador para evitar contaminação da camada drenante. Entre os drenos rasos longitudinais, drenos laterais de base e drenos transversais, que envolvam contato entre seu material de enchimento e materiais de granulometrias diferentes (p. ex. solo do subleito), tomar o mesmo cuidado, visando evitar mistura, intrusão de finos e comprometimento da camada drenante (ver figura 6.4).

Para os elementos filtro-separadores podem ser usados materiais granulares adequados ou materiais sintéticos (geotêxteis). No caso de geotêxteis, além dos cuidados normais para sua escolha e dimensionamento como filtro-separador, quando instalados entre camadas estruturais sujeitas à carga de tráfego, deve-se balizar sua escolha na resistência mecânica (punctionamento, tração, etc.).

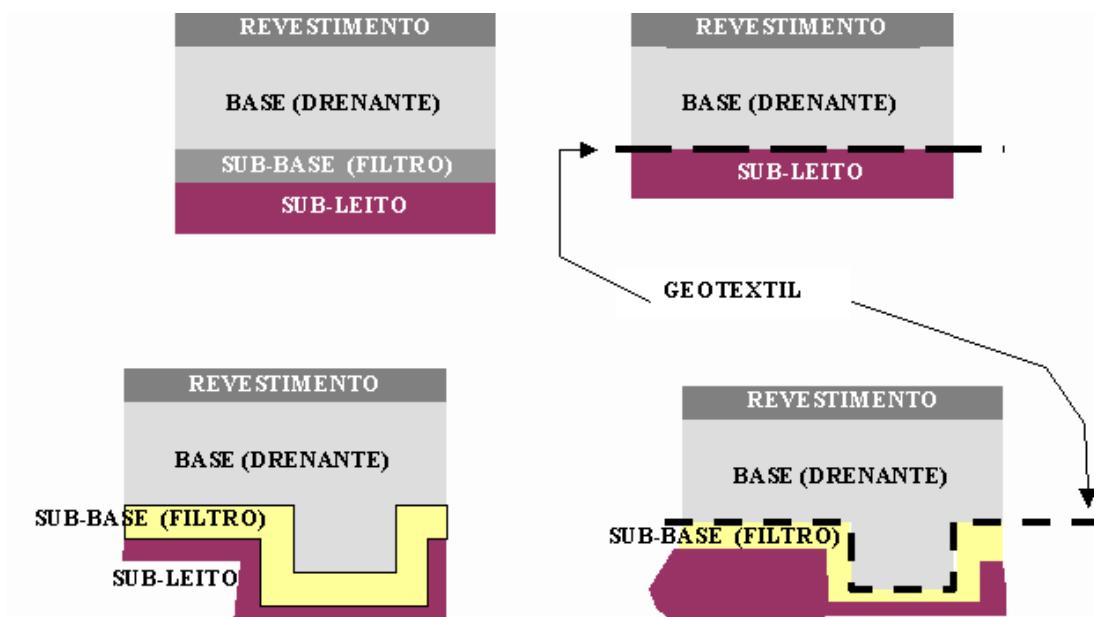


Figura 6.4 : Evitando a contaminação da base drenante

Dimensionamento hidráulico das bases drenantes:

O dimensionamento da base drenante, assim como todos os drenos não providos de condutos, baseia-se na lei de Darcy, relativa ao escoamento de líquidos nos meios porosos:

$$Q = K \cdot A \cdot I$$

onde

Q = vazão (m^3 / s) ;

K = coeficiente de condutividade hidráulica (m / s) ;

A = área de escoamento, normal à direção do fluxo (m^2) ;

I = gradiente hidráulico (declividade da reta de maior declive) (m / m) .

Há que considerar também:

- volume d'água que se infiltra no pavimento ;
- tempo máximo que as águas infiltradas podem permanecer nas camadas do pavimento e em suas interfaces sem danificar sua estrutura.

Os valores empregados até o presente são:

- Taxas de infiltração para a camada de revestimento:

Revestimento de concreto betuminoso 0,33 a 0,50

Revestimento de concreto de cimento 0,50 a 0,67

- Chuva de projeto:

Tempo de recorrência 1 ano

Tempo de duração 1 hora

- Tempo máximo de permanência das águas nas camadas do pavimento : 1 hora

Os problemas que aparecem no projeto das bases drenantes podem exigir dois tipos de soluções:

- Fixado o tipo de material drenante pela granulometria e respectivo coeficiente de condutividade hidráulica, calcular a espessura da base para a descarga considerada.

- Fixada a espessura da camada drenante, determinar um material que garanta um coeficiente de condutividade capaz de permitir a descarga ou vazão considerada.

A camada deverá ter uma espessura real com 2 cm a mais que a calculada, para maior segurança do escoamento necessário e um valor mínimo para permitir sua perfeita execução.

Determinação da quantidade de água a escoar, em um dia:

$$Q = 0,24 \cdot C \cdot i \cdot D$$

onde

Q = quantidade de água a escoar na faixa de 1 m de largura, em m^3 / dia ;

C = taxa de infiltração (adimensional) ;

i = intensidade da chuva (1 ano, com tempo de duração 1 hora), em cm/h ;

D = comprimento da faixa de penetração, considerada com largura de 1 m (m)

Determinação do gradiente hidráulico (I) :

Não sendo possível variar o dimensionamento da camada drenante a cada mudança do seu gradiente, escolhem-se por trechos de projetos as situações mais desfavoráveis como representativas.

Atenção:

- A camada drenante deve posicionar-se preferencialmente entre o revestimento e a base;
- Ou imediatamente abaixo da base, se esta tiver alta permeabilidade;
- Em qualquer outra posição desde que os dispositivos situados no sentido do fluxo tenham permeabilidade igual ou superior à da camada drenante.

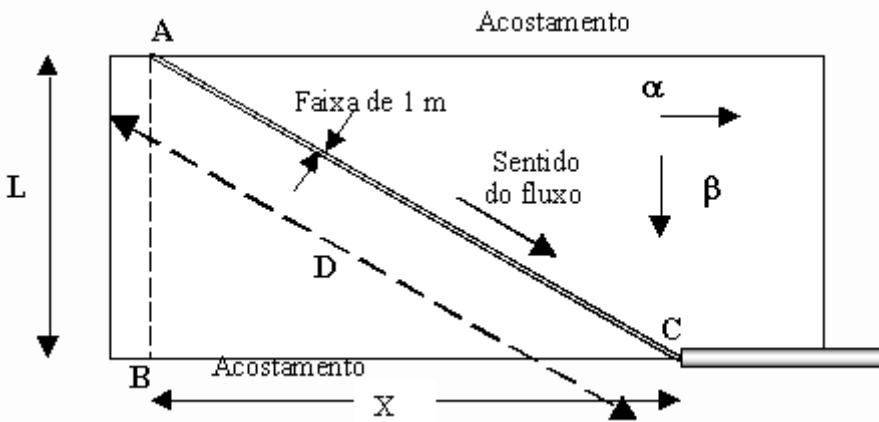


Figura 6.5 : Determinando o gradiente hidráulico

Considere-se a figura 6.5 , onde:

a = declividade longitudinal da rodovia no segmento considerado ;

b = declividade transversal da rodovia no segmento considerado ;

L = largura da faixa considerada sujeita à infiltração ;

D = projeção horizontal da reta de máximo declive ;

X = projeção de D sobre um plano vertical que passa pelo dreno longitudinal ;

A = ponto localizado no nível inferior da camada drenante ;

B e C = pontos localizados no nível do fluxo da camada drenante, sobre o dreno longitudinal ;

h = diferença de nível entre os pontos A e C .

No triângulo ABC, $D = (L^2 + X^2)^{1/2}$

Na reta de maior declive, $X = L (a / b)$

Na figura acima, a projeção P' de um ponto qualquer P , da reta BC, afastado x do ponto B, o coeficiente angular da reta passando por esse ponto P e o ponto A será dado por

$$f(x) = (ax + bL) / (x^2 + L^2)^{1/2}$$

o máximo da função $f(x) = f(X)$ define a reta de maior declive, oferecendo a relação

$$X = L (a / b)$$

Por outro lado,

$$h(A-B) = L \cdot b, h(B-C) = x \cdot a \text{ e } h(A-C) = h(A-B) + h(B-C)$$

de onde se obtém a declividade da reta de maior declive, ou gradiente hidráulico $I = h(A-C) / D$

substituindo nesta equação os valores $D = (L^2 + X^2)^{1/2}$ onde $X = L(a/b)$ e já que

$$h(A-C) = a \cdot x + b \cdot L = b \cdot L + L(a^2/b), \text{ tem-se, simplificando,}$$

$$I = (a^2 + b^2)^{1/2}$$

Determinação da espessura da camada drenante, conhecida sua permeabilidade hidráulica:

da fórmula de Darcy, $Q = K \cdot A \cdot I$ onde $A = 1 \times e$ ("e" a espessura da camada drenante).

Então, $e = Q / (K \cdot I)$. Como $Q = 24 \cdot C \cdot i \cdot D / 100$,

$$e = 0,24 \cdot C \cdot i \cdot D / (K \cdot I)$$

como dito anteriormente, a este valor da espessura "e" dever-se-á acrescentar 2,0 cm, como segurança compensadora das hipóteses feitas.

Determinação da permeabilidade hidráulica da camada drenante de espessura pré-fixada.

Desta última expressão,

$$K = 0,24 \cdot C \cdot I \cdot D / (i \cdot e)$$

A retirada da água coletada pela camada drenante é feita:

- Extendendo-a até as bordas livres da plataforma;
- Conectando-a com drenos profundos longitudinais, ou a drenos rasos longitudinais;
- Por drenos laterais de base; e
- Por drenos transversais do pavimento.

COEFICIENTES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (K)

MATERIAL	Granulometria (cm)	K (cm/s)
Brita 5	7,5 a 10	100

Brita 4	5 a 7,5	80
Brita 3	2,5 a 5	45
Brita 2	2 a 2,5	25
Brita 1	1 a 2	15
Brita 0	0,5 a 1	5
Areia grossa	0,2 a 0,5	1×10^{-1}
Areia fina	0,005 a 0,04	1×10^{-3}
Silte	0,0005 a 0,005	1×10^{-5}
Argila	Menor que 0,0005	1×10^{-8}

Drenos rasos longitudinais

São drenos que recebem as águas drenadas pela camada drenante. São aliviados pelos drenos laterais e transversais que recebem as águas por ele transportadas, quando atingida sua capacidade de vazão, conduzindo-as para fora da faixa estradal.

Deverão ser construídos quando NÃO FOR

- Técnica e economicamente aconselhável a extensão da camada drenante a toda a largura da plataforma ;
- Possível, ou aconselhável, interconectar a camada drenante com drenos longitudinais profundos, que se façam necessários ao projeto.

Localizam-se logo abaixo da face superior da camada drenante e de modo que possam receber todas as águas dela provenientes.

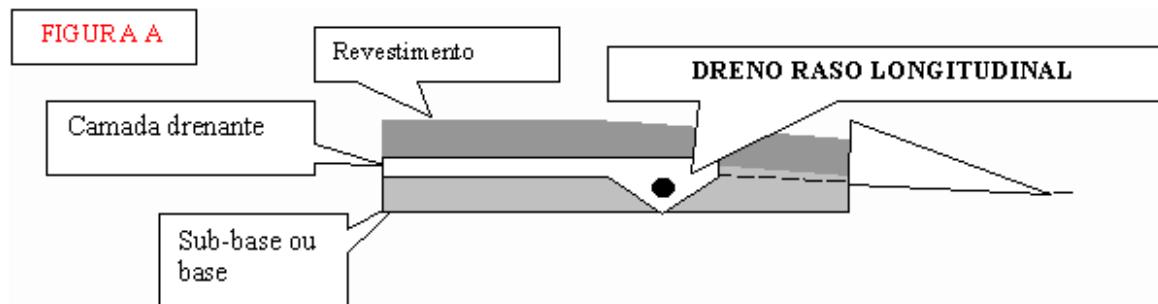


Figura 6.6 – A : Dreno longitudinal raso

Forma e dimensões

A forma do dreno longitudinal é a de um pentágono achatado ou de um retângulo, com a face superior coincidindo com a face superior da camada drenante.

As dimensões dos lados do pentágono devem guardar, aproximadamente, as proporções da **figura 6.6-A** (anterior) e devem ser tais que impeçam o contato do tubo com os materiais de base e sub-base. Também quando forem aproveitados os drenos longitudinais profundos, estes devem ter sua face superior no nível da face superior da base drenante. (**ver figura 6.6-B**)

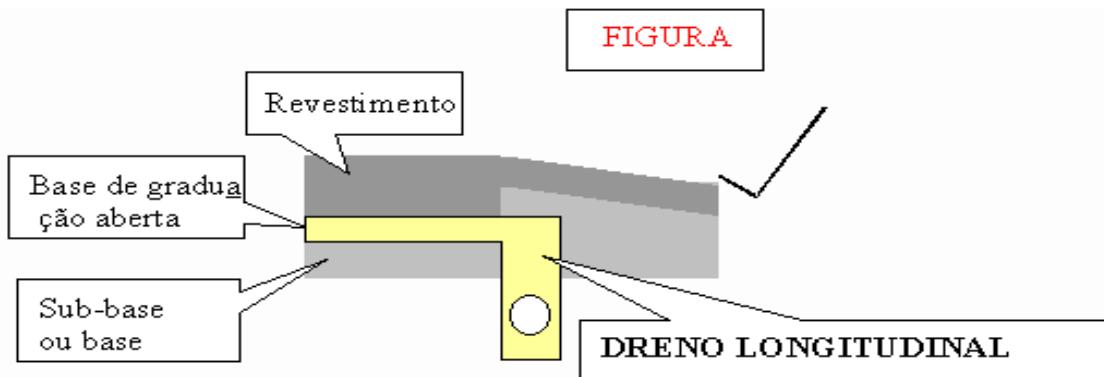


Figura 6.6 – B : Dreno longitudinal profundo

Materiais usados:

Terão, no mínimo, a mesma condutividade hidráulica da camada drenante.

Dimensionamento hidráulico:

Determinação da seção de vazão:

Os drenos rasos longitudinais devem ser preferencialmente dotados de tubos. Quando forem drenos cegos, emprega-se no dimensionamento a fórmula de Darcy, para escoamento d'água em meios porosos, cujo cálculo será melhor abordada no capítulo de drenagem subterrânea.

Tratando-se de drenos com tubos, o dimensionamento pode ser feito com o nomograma abaixo, seguindo os procedimentos a seguir:

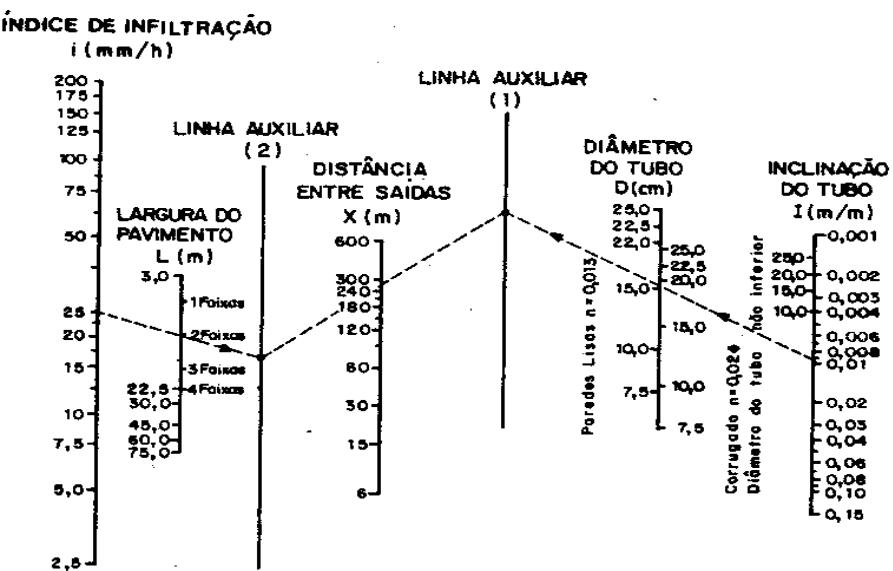


Figura 6.7 : Nomograma para o dimensionamento de drenos tubulares

Calcular o índice de infiltração (i) em mm/h, multiplicando a intensidade da precipitação de projeto pela taxa de infiltração considerada (0,33 a 0,50 se concreto betuminoso e 0,50 a 0,67 se concreto de cimento) ;

Fixar "a priori" um diâmetro, como primeira tentativa ;

Traçar uma linha ligando a inclinação do tubo à linha auxiliar(1), passando pela linha do diâmetro pré-fixado como primeira tentativa, usando a escala para tubos lisos ou corrugados ;

Traçar uma linha ligando o índice de infiltração (i) em mm/h , à linha auxiliar (2) passando por (L), largura do pavimento, considerando que a largura normal de uma faixa de tráfego é 3,60 m. ;

Ligar o ponto sobre a linha auxiliar (1) com o ponto sobre a linha auxiliar (2) ;

Ler a distância entre as saídas d'água (x) ;

Repetir a operação com outro diâmetro, se a primeira tentativa não resultou em situação técnico-econômica adequada para o projeto específico.

O dimensionamento pode ser feito também pela fórmula de Hazen-Williams ou pela de Scobey, conforme será abordado no capítulo de drenagem subterrânea ou profunda.

Cálculo do número mínimo de furos do dreno longitudinal

A descarga a ser drenada por metro linear do dreno longitudinal será a correspondente à descarga de 1,0 metro da base drenante, isto é

$$Q = Cd \cdot A \cdot (2g \cdot h \cdot N)^{1/2}$$

Onde

Cd = coeficiente de vazão, ou número de Reynolds (geralmente igual a 0,61) ;

A = área de cada orifício ;

h = carga sobre cada orifício (carga = altura média dos orifícios), suposta 0,10 m ;

N = número de furos por metro linear de dreno

Desses valores, $N = Q / (0,85 \cdot A)$

Recomenda-se a abertura dos furos variando entre 0,60 a 10 mm, conforme o diâmetro da brita que envolver o tubo.

Verificação do tempo máximo de permanência das águas na camada drenante

O tempo máximo de permanência fixado anteriormente foi de uma (1) hora. O cálculo do tempo real é feito dividindo os comprimentos de percurso da água na camada drenante (segundo a reta de máximo declive) pelas respectivas velocidades em cada trecho.

As velocidades são calculadas pela fórmula

$$V = K \cdot I / h_e$$

Onde

V = velocidade de percolação ;

K = coeficiente de condutividade hidráulica ;

I = gradiente hidráulico ;

h_e = porosidade efetiva do material usado .

Drenos laterais de base

São drenos que tem a função de recolher as águas que se infiltraram na camada de base, sendo usualmente usados nas situações em que o material da base dos acostamentos apresenta baixa permeabilidade, encaminhando-as para fora da plataforma. Tem assim a mesma função dos drenos rasos longitudinais, porém explorando mais sua capacidade de escoamento.

As águas drenadas passam a correr junto à base dos acostamentos até esgotar a capacidade da camada drenante, quando serão captadas pelos drenos laterais de base, que as conduzirão à lugar de deságüe seguro, atravessando os acostamentos.

Elementos de projeto

Posição:

Posicionam-se no acostamento entre a borda da camada drenante e a borda livre, geralmente na direção da reta de maior declive, facilitando assim o fluxo das águas . A direção e a declividade da reta de MD é determinada pelas declividades longitudinal e transversal do acostamento.

Materiais usados

Devem ser inertes e ter, pelo menos, os valores de condutividade hidráulica dos materiais usados nas respectivas camadas drenantes.

Dimensionamento hidráulico dos drenos laterais

É feito tendo em vista a seção transversal a adotar ou, quando houver restrições a esta seção, a pesquisa de materiais que tenham coeficientes de condutividade hidráulica que permitam a solução imposta pelas condições locais. Como anteriormente, admite-se que o gradiente hidráulico seja igual à declividade do terreno, obtida pela declividade da reta de maior declive.

É muito comum, sobretudo em pavimentos existentes, que os materiais dos acostamentos tenham condutividade hidráulica menor que aqueles das camadas correspondentes do pavimento. Desse modo, quando as águas drenadas pela camada drenante se aproximarem dos acostamentos, vão tender a se escoar longitudinalmente junto à elas, até que seja atingida a capacidade máxima da camada drenante, onde será o local indicado para a instalação do dreno lateral. (ver figura 6.8).

Cálculo da seção transversal necessária

A seção de vazão do dreno deverá ter uma área que permita o escoamento da água drenada pela camada drenante em uma hora, incluindo o percurso na referida camada.

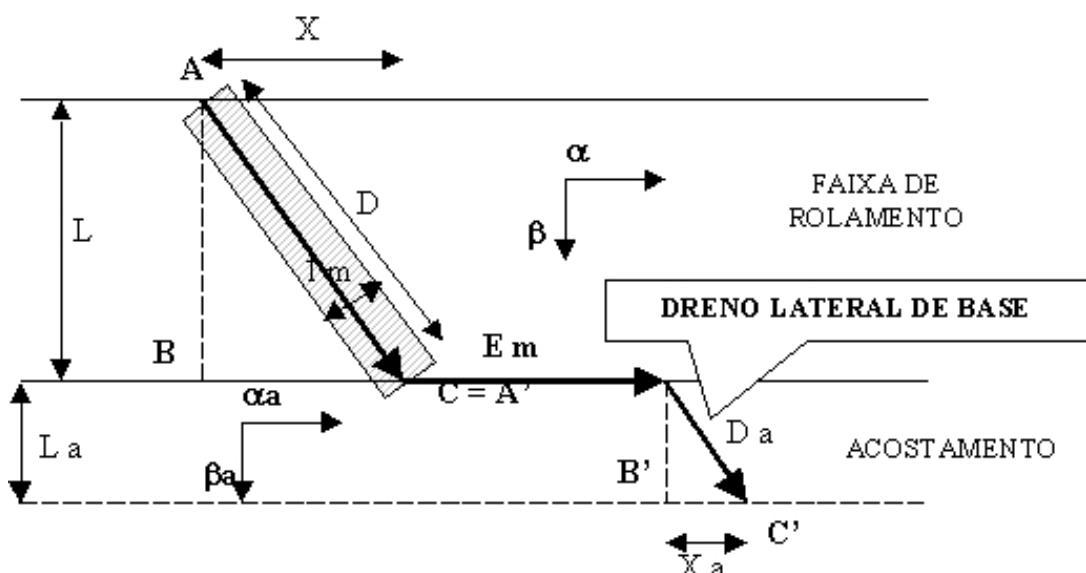


figura 6.8 - para o calculo da seção transversal e espaçamento

O espaçamento máximo entre os drenos laterais será obtido pela divisão da vazão de projeto do dreno lateral pela contribuição por metro linear da camada drenante.

Sendo

$A' = C$ pontos coincidentes ao nível inferior da borda da camada drenante e no dreno lateral ;

B' e C' = pontos ao nível do fundo do dreno lateral na boca de jusante ;

$L a$ = largura do acostamento, incluído seu prolongamento para deságüe do dreno em área livre:

$$X a = L \cdot a a / b a$$

$$Da = (X a^2 + L a^2)^{1/2}$$

$$I a = h (A - C) / Da^2 \text{ (para emprego na fórmula de Darcy, abordada mais adiante)}$$

Já vimos, ao dimensionar a camada drenante, que pelo método racional a quantidade de água infiltrada na base é, por metro linear,

$$Q = 0,24 \cdot C \cdot i \cdot D \text{ (m}^2 \text{ / dia / m)}$$

Esta quantidade de água (Q) precisa ser drenada pelos drenos laterais porque qualquer excesso além de sua espessura irá provocar o aparecimento de pressões, de baixo para cima, na camada do pavimento da rodovia.
A figura (6.9) representa, em corte, a base drenante (permeável), sem escala:

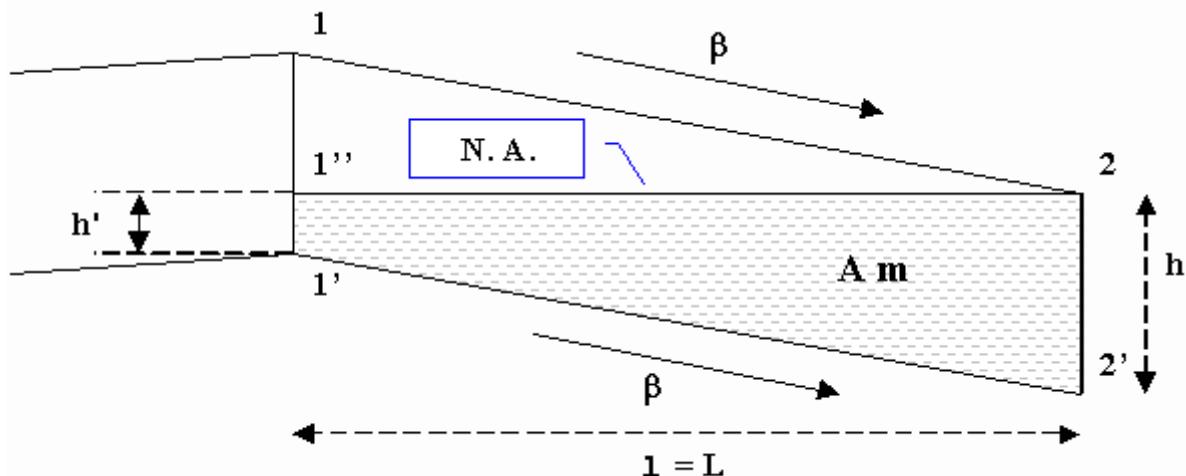


FIGURA 6.9 - Base drenante quando $h > b \cdot L$

- (1-1'-2'-2) - representa a base drenante (permeável) ;
- (1''-1'-2'-2) - representa a seção de vazão da água infiltrada, percolando longitudinalmente, sem pressão de baixo para cima, com largura igual à da faixa de contribuição da infiltração ($I = L$) ;
- b é a declividade transversal da pista de rolamento.

Da figura, temos a área de vazão máxima:

$$A_{MAX} = L \cdot (h + h') / 2$$

$$\text{Como } h' = h - b \cdot L,$$

$$A_{MAX} = L \cdot (h - b \cdot L / 2)$$

A hipótese se verifica, portanto, quando $h > b \cdot L$.

Se a largura da seção de vazão, ao contrário, for menor que a da camada drenante, isto é, $I < L$, a seção passa a ser a seguinte:

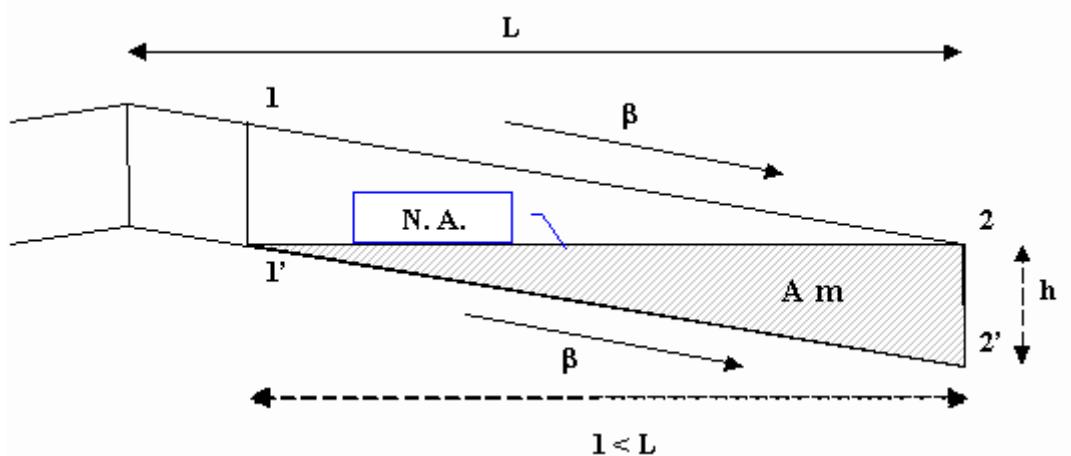


figura 6.10 Base drenante quando largura $I < L$

Neste caso a seção da água, fluindo longitudinalmente, passa a ter a forma triangular, definida por (1'-2'-2), e sua área passa a ser $A_m = l \cdot h / 2$

Como $l = h / b$, a área máxima passa a ter o valor

$$A_{MAX} = h^2 / 2 b$$

Verificando então o valor de h / b em relação à L , determina-se a fórmula que dará a seção de área em cada caso.

Determinada a área de vazão máxima, normal ao fluxo, já será possível empregar a fórmula de Darcy para a obtenção de Q máximo (Q_{MAX}) para o cálculo do espaçamento dos drenos laterais.

$$Q = K \cdot A_{MAX} \cdot a$$

- Q = vazão máxima permissível na camada drenante ou base permeável obtida pelas condições anteriormente expostas (m / dia) ;
- K = coeficiente de condutividade hidráulica da camada ou base drenante (m / dia) ;
- A_{MAX} = área máxima permissível (m²) ;
- a = gradiente hidráulico, considerado, por aproximação igual à declividade longitudinal da rodovia .

Tendo-se Q_{MAX} e, por outro lado, conhecendo Q , vazão referente à contribuição das águas por metro linear da rodovia de acordo com o método racional, temos:

$$Q_{MAX} = e_{MAX} \cdot Q \text{ ou}$$

Que fornece o espaçamento procurado entre drenos consecutivos:

$$e_{MAX} = Q_{MAX} / Q$$

Cálculo da seção de vazão do dreno lateral de base:

Obtido Q_{MAX} , tem-se, pela fórmula de Darcy $Q = K \cdot A_s \cdot l_a$

$$A_s = Q_{MAX} / (K \cdot l_a)$$

Onde

- A_s = área do dreno lateral de base (m²) ;
- Q_{MAX} = vazão máxima de descarga (m³ / dia) ;
- K = coeficiente de condutividade hidráulica do material a ser usado no dreno (m / dia) ;
- l_a = declividade do dreno lateral de base, geralmente a declividade da reta de maior declive do acostamento (m / m) .

Como é de praxe dotar o dreno de base com a mesma altura da camada a ser drenada por ele, resulta necessário determinar apenas a largura (b) do dispositivo:

$$b = A_s / h$$

onde (h) é a altura da base (consequentemente a do dreno) e (b) a sua largura.

Tempo de permanência das águas no sistema:

Será o tempo de percorrer ABCD, composto pelos trechos A-B, B-C, C-D

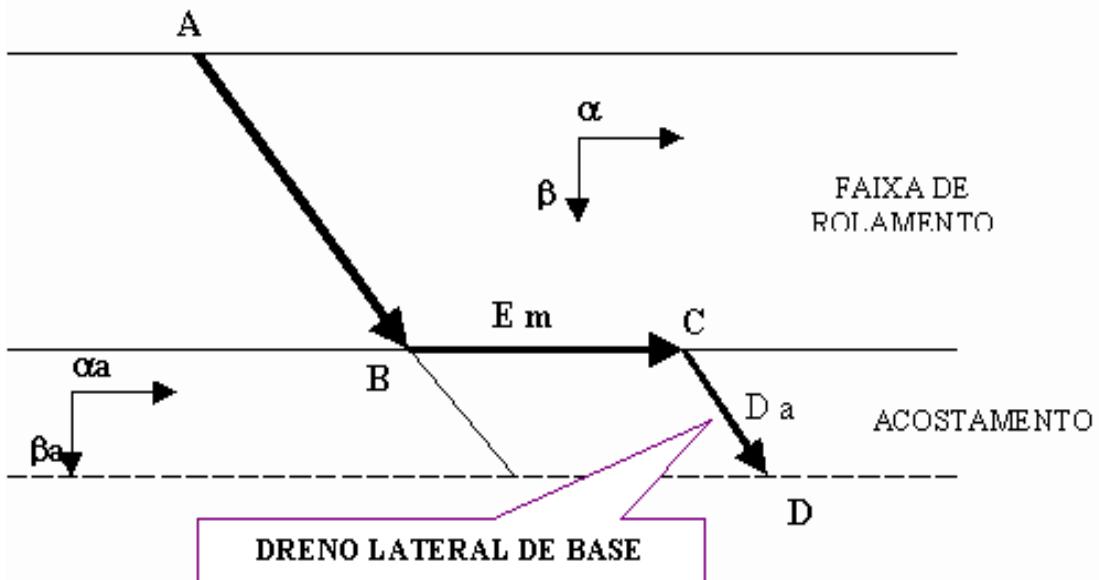


Figura 6.11 : Cálculo do tempo de permanência da água no sistema

O tempo gasto no percurso é obtido pela divisão da extensão do trecho pelas respectivas velocidades de percurso:

$$T(A-D) = L(AB) / V(AB) + L(BC) / V(BC) + L(CD) / V(CD)$$

onde as velocidades de percolação em cada um desses trechos serão definidas por

$$V = K \cdot I / h_e$$

Onde

- K = coeficiente de condutividade hidráulica da camada drenante (m/s) ;
- I = gradiente hidráulico (m / m);
- h_e = porosidade efetiva do material usado.

Drenos transversais

São os drenos posicionados transversalmente à pista de rolamento, em toda a largura da plataforma, sendo usualmente utilizados nas situações em que o material da base dos acostamentos apresenta baixa permeabilidade, encaminhando-as para fora da plataforma. Destinam-se a drenar as águas que atravessam as camadas do pavimento, no sentido longitudinal.

Este tipo de dreno assume importante desempenho no caso de restaurações de rodovias onde houver, abaixo do revestimento, base drenante insuficiente (sem o necessário deságüe).

Localização:

São indicados nos seguintes locais:

- Pontos baixos das curvas verticais côncavas ;
- Nos locais onde se deseja captar as águas acumuladas nas bases permeáveis, não drenadas por outros dispositivos (caso das restaurações) .

Dimensionamento:

- Os drenos transversais são projetados como drenos cegos, isto é, sem tubos, ou com tubos-dreno ranhurados ou perfurados.
- Os materiais usados em sua construção, com ou sem tubos, devem ter coeficientes de condutividade hidráulica maiores ou - pelo menos - iguais aos agregados das bases drenantes (caso das restaurações) ou camadas drenantes no caso de projetos novos.
- espaçamento entre drenos consecutivos deverá ser calculado tendo em vista sua vazão de projeto e a contribuição recebida, resultante da infiltração verificada por metro quadrado.
- Os elementos básicos usados para o dimensionamento dos drenos transversais são os mesmos adotados para bases drenantes, devendo seguir o que lá foi exposto conforme se tratar de drenos cegos ou com tubos.
- Nos caso de drenagem das bases drenantes em projetos de restauração, o dreno transversal também deve ser feito na largura dos acostamentos e de acordo com a técnica usada para os drenos laterais de base, excetuando-se os casos de curva côncava no perfil, onde os drenos deverão atravessar toda a largura da pista de acostamento.

DRENAGEM SUBTERRÂNEA OU PROFUNDA

(Aqui considerada como qualquer drenagem executada no SUBLEITO de uma estrada)

Considerações iniciais:

A água proveniente das chuvas, toma caminhos diferentes: uma parte se infiltra no solo, podendo formar lençóis subterrâneos, outra permanece sobre a superfície do solo (da qual uma fração evapora). Estes destinos não são dicotômicos, havendo variações de condições que tornam os solos mais – ou menos – permeáveis, e sendo tais condições função de clima, topografia, natureza do solo. A água subterrânea pode prejudicar a estrutura das estradas, devendo ser eliminada ou reduzida por rebaixamento dos lençóis freáticos, que devem ser mantidos pelo menos à uma profundidade de 1,5 a 2 metros do subleito das rodovias, dependendo do tipo de solo da área considerada.

Os dispositivos de drenagem subterrânea mais comuns são os

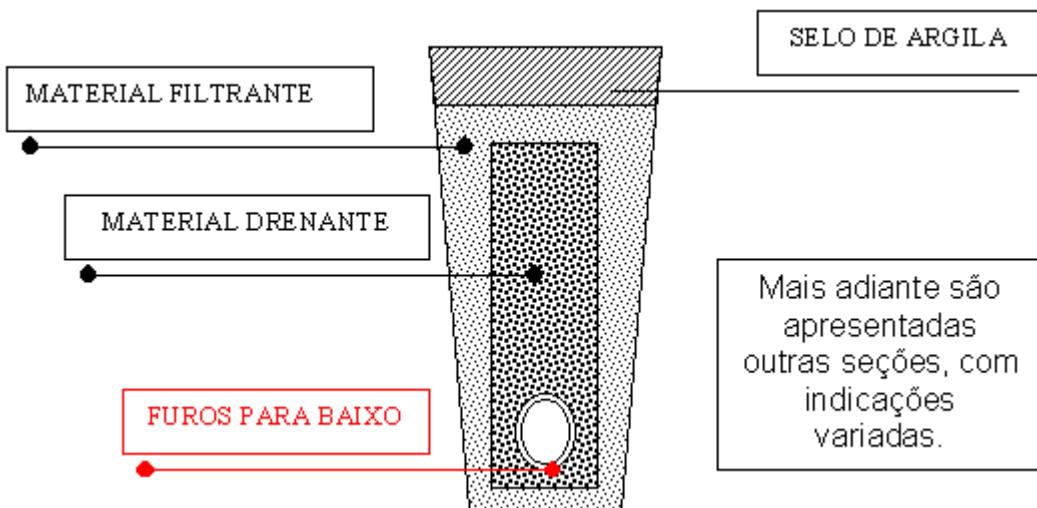
- Drenos profundos;
- Drenos espinha-de-peixe;
- Colchão (camada) drenante;
- Drenos horizontais profundos (drenos sub-horizontais ou de penetração);
- Valetões laterais;
- Drenos verticais de areia.

A necessidade de construção do sistema de drenagem profunda deve basear-se em investigações de campo que compreenderão:

- Conhecimento da topografia da área;
- Observações geológicas e pedológicas, com obtenção de amostras por sondagens à trado, percussão, rotativa e, em certos casos, por abertura de poços à pá e picareta;
- Conhecimento da pluviometria da região, por recursos oferecidos pela hidrologia.

Essas investigações de campo deverão constar do projeto e ter suas datas confrontadas com o regime de chuvas da região, para verificação da época de execução, se chuvosa ou não.

DRENOS PROFUNDOS



São drenos subterrâneos que se caracterizam por sua maior profundidade em relação ao greide de terraplanagem, tendo como objetivo rebaixar (e/ou interceptar) o lençol freático, impedindo que este atinja o corpo da estrada.

São instalados preferencialmente em profundidades entre 1,5 e 2,0 m , em cortes, nos terrenos planos que apresentem lençol freático próximo ao subleito e em áreas eventualmente saturadas próximas ao pé de taludes, principalmente nos casos em que forem encontradas camadas permeáveis intercaladas com impermeáveis, mesmo que sem a presença de água por ocasião da pesquisa do lençol freático.

Classificação dos drenos profundos:

Quanto à função:

- Interceptantes – quando destinados a interceptar as águas que se infiltram pelas áreas adjacentes à rodovia;
- De rebaixamento de lençol – quando se destinam a rebaixar o lençol subterrâneo existente no terreno natural.

Quanto à disposição:

- Longitudinais – quando ocupam posição aproximadamente paralela ao eixo da estrada.
- Transversais – quando cortam o eixo, segundo um ângulo geralmente entre 45º e 90º.

Quanto ao preenchimento da cava:

- Drenos cegos (ou franceses)– quando preenchida a cava com material drenante desprovido de tubo, tendo em geral pequena vazão;
- Com tubo – quando alem de material drenante, ou drenante e filtrante, contem um tubo, que pode ser poroso ou furado. Os tubos podem ser de cerâmica, concreto, fibrocimento, PVC ou metálicos.

Quanto à granulometria:

- Contínuos – quando o material de enchimento da cava tem granulometria única;
- Descontínuos – quando a cava contém materiais(drenante e filtrante) de granulometrias diferentes.

Quanto à permeabilidade da camada superior:

- Selados – quando a parte superior dos drenos contiver uma camada de material impermeável, denominada selo, para impedir a entrada de águas superficiais;
- Abertos – quando não providos de selo, permitindo interconexão entre camadas permeáveis e a entrada de águas pela sua parte superior.

MATERIAIS:

Diferenciam-se de acordo com suas funções:

- Filtrantes: areia, agregados britados, geotextil, etc.
- Drenantes: britas, cascalho grosso lavado, etc.
- Condutores: tubos de concreto (poroso ou perfurado), tubos cerâmicos (perfurados), fibrocimento, materiais plásticos (corrugado, flexível perfurado, ranhurado), metálicos.



Abertura de vala



Tubo drenante



saída de dreno longitudinal profundo, com geotextil.

RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA O PROJETO:

O dreno longitudinal profundo não deverá terminar em coletores de águas pluviais ou corpo de bueiros, admitindo-se sua chegada a caixas coletoras e a dispositivos especiais, tais como muros de testa e outros;

Deverão ter no início e com espaçamento máximo de 200 m caixas de inspeção e limpeza;

Não serão projetados drenos profundos com declividade inferior a 1 %;

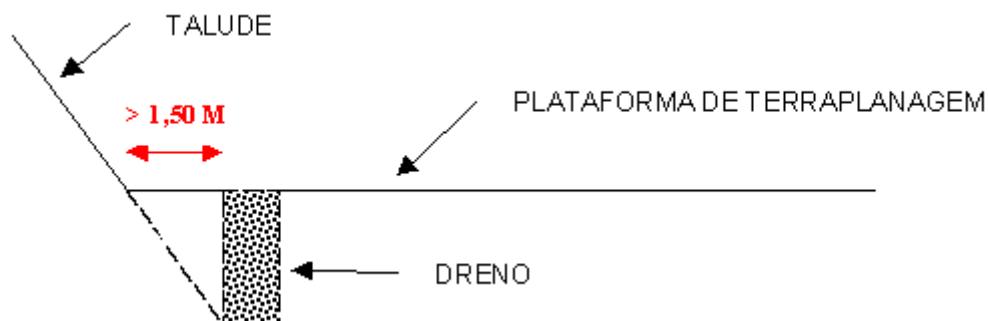
A indicação de drenos profundos deverá ser orientada por estudos geológico-geotécnicos, levando em consideração a ocorrência de água constatada pela execução de sondagens e/ou natureza e disposição de horizontes que possam causar a eventual formação de lençol; no caso de rodovias já implantadas, esse estudo terá maior confiabilidade por sondagens efetuadas ao pé de taludes, devendo as sondagens atingir pelo menos 1,5 m abaixo do greide de terraplanagem, sendo a inspeção dos furos efetuada na ocasião de sua abertura e cerca de 24 horas depois. No caso de drenos de rebaixamento de lençol freático, o nível deste deverá ser verificado 24 horas após a construção do dispositivo de drenagem .

Localização:

- Serão projetados drenos profundos nos locais onde haja necessidade de interceptar e/ou rebaixar o lençol freático;
- Nos cortes em solo, quando indicados pelos estudos do lençol freático;
- Nos cortes, à 1,5 m do pé dos taludes, para evitar futuros problemas de instabilidade;
- Nos cortes em rocha, obrigatoriamente;
- Em qualquer local onde as camadas superiores de terraplanagem não puderem ser drenadas livremente;
- Ao longo do pé de aterros, onde possa haver aumento da umidade do terreno natural por infiltrações de vazamento de coletores de águas pluviais ou distribuição de água potável (em geral na proximidade de zona urbana);
- Sob os aterros onde a montante se apresente água minando que não possa ser transposta por bueiros;
- Onde, mesmo que não se tenha encontrado água livre até 1,5 m, seja detectada uma camada permeável sobreposta à outra impermeável;
- Junto ao pé de muros de arrimo de taludes muito úmidos, além da drenagem comum através de barbacãs.

Posição:

Devem ser executados à distância mínima de 1,50 m do pé dos taludes de corte, mas isto não se aplica a cortes em rocha, quando não há distância mínima.

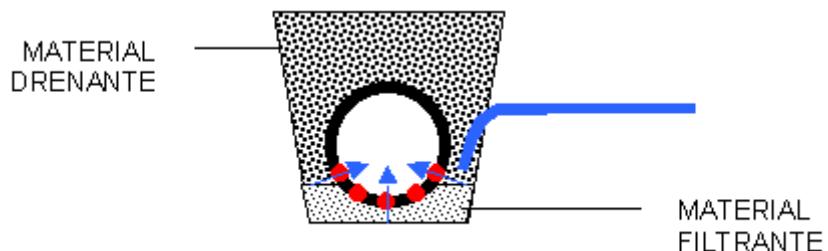


Sua profundidade média nos cortes varia geralmente entre 1,5 e 2,0 m. Quando o pavimento tiver camada permeável, o dreno deverá ser aberto, com extremidade superior coincidindo com a superior daquela camada.

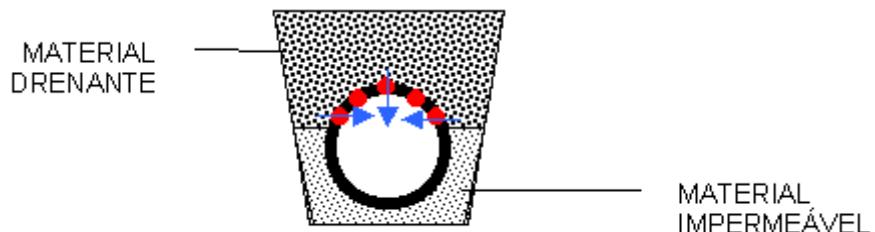
A locação do dreno junto ao pé do talude pode acarretar o deslizamento do volume "A" durante a execução da obra.



Os tubos com furos voltados para baixo (mais comuns nos rebaixamentos de lençol) , devem ser assentes sobre 5 cm de material filtrante.



Os tubos com furos voltados para cima são mais comuns nos casos de interceptação de fluxo d'água: a vala deve ser preenchida de material impermeável até a altura dos furos.



O estudo do tipo de tubo, poroso ou furado, bem como do tipo de dreno, contínuo ou descontínuo, deverá ser feito de acordo com a granulometria do solo onde será executado.

O material filtrante poderá ser areia ou material sintético, escolhido após a análise técnica e econômica.

Os drenos devem terminar : ou em caixas coletoras ou em muros de testa, cujos projetos-tipo são apresentados no "Álbum de Projetos-Tipo e Padrões de Apresentação" do "Manual de Serviços de Consultoria para Estudos e Projetos Rodoviários" do DNER.

Elementos constituintes dos drenos profundos:

Vala:

Deverá ser aberta de jusante para montante para não acumular água;

Declividade aproximadamente igual à do greide da rodovia, com gradiente ³ 1 %;

Largura do fundo da vala: diâmetro interno do tubo mais 20 cm, mínimo 50 cm.;

Largura da parte superior da vala: largura do fundo mais 10 cm.

Material de enchimento (drenante e/ou filtrante):

A função do material filtrante (envelope) é permitir o escoamento da água sem carrear finos, evitando a colmatação (contaminação) do dreno.

A função do material drenante é a captação e condução das águas a serem drenadas: deve apresentar granulometria adequada ao volume escoado.

Pode ser natural, britado ou sintético, satisfazendo à um dos seguintes conjuntos de critérios:

PRIMEIRO CONJUNTO DE CRITÉRIOS: (devido à Terzaghi)

(o índice **S** refere-se ao solo a drenar, e **F** ao material filtrante)

Condições de permeabilidade:

$d_{(15\% F)} \geq 5d_{(15\% S)}$ e o material filtrante poderá ter no máximo 5% passando na peneira 200.

(o diâmetro correspondente à porcentagem de 15% do material do filtro deverá ser maior ou igual a cinco vezes o diâmetro correspondente à porcentagem de 15% do solo a ser drenado)

Condições de não-entupimento do material filtrante:

$d_{(15\% F)} \leq 5 d_{(85\% S)}$;

$d_{(15\% F)} \leq 40 d_{(15\% S)}$;

$$d_{(50\%F)} \leq 25 d_{(50\%S)}$$

Condições de não-entupimento do tubo:

$$d_{(85\%F)} \geq d_e \quad (\text{onde } d_e = \text{diâmetro do furo do tubo})$$

Condições de coeficiente de uniformidade:

$$2 \leq d_{60\%F} / d_{10\%F} \leq 20$$

onde $d_{X\%Y}$ é o diâmetro correspondente à X% passante de Y (F ou S).

(consultar gráficos de análise granulométrica do filtro, e da análise granulométrica do solo)

SEGUNDO CONJUNTO DE CRITÉRIOS, com especificações diferentes para solos com

muito material fino (mais de 35% passando na peneira de 0,075 mm) ou
pouco material fino (menos de 35% de grãos menores que este diâmetro).

(Adotado nas "Especificações gerais para obras rodoviárias, DNER-ES-D 29-70)

Solos com mais de 35% passando na peneira 200 (0,075 mm): (MUITO MATERIAL FINO)

Para envolvimento do tubo:

PENEIRAS		% EM PESO PASSANDO
Nº	mm	
¾	19	Máximo 85
3/8	9,5	Mínimo 60
10	2,0	Mínimo 15
40	0,42	Máximo 15

Para enchimento da vala de drenagem:

PENEIRAS		% EM PESO PASSANDO
Nº	mm	
3/8	9,5	Mínimo 60
10	2,0	Mínimo 15

40	0,42	Máximo 15
----	------	-----------

Solos com menos de 35% passando na peneira 200 (0,075 mm): (POUCO MATERIAL FINO)

Para envolvimento do tubo:

PENEIRAS		% EM PESO PASSANDO
Nº	mm	
1 ½ "	38	Mínimo 60
¾	19	Máximo 85
3/8	9,5	Mínimo 15
10	2,0	Máximo 15

Para enchimento da vala de drenagem:

PENEIRAS		% EM PESO PASSANDO
Nº	mm	
1 ½ "	38	Máximo 60
3/8	9,5	Mínimo 15
10	2,0	Máximo 15

TERCEIRO CONJUNTO DE CRITÉRIOS:

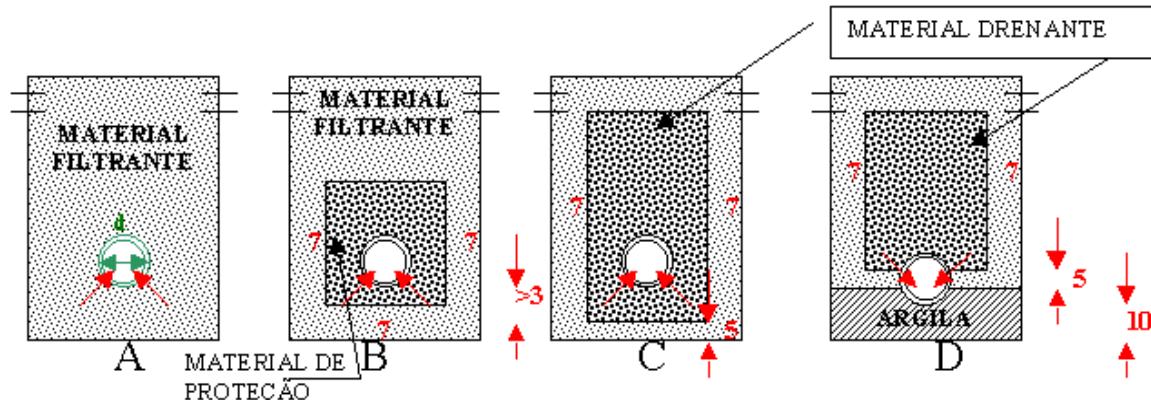
(Adotado nas " Especificações gerais para obras rodoviárias, DNER-ES-D 29-70)

O material filtrante, quando utilizado tubo poroso, deverá se enquadrar na seguinte faixa granulométrica:

PENEIRAS		% EM PESO PASSANDO
Nº	mm	
3/8	9,5	100
4	4,8	95 – 100
16	1,2	45 – 80
50	0,3	10 – 30
100	0,15	2 - 10

Cuidados na seleção do tipo de dreno:

1. Usar dreno CONTÍNUO – FIGURA A (vala cheia apenas com material FILTRANTE) quando:
 1. material filtrante satisfizer os critérios anteriormente citados;
 2. Puder ser assegurado, nos cortes em rocha, a não intrusão de finos.
2. Usar dreno DESCONTÍNUO – FIGURA B (material filtrante + material de proteção envolvendo o tubo) se não preenchida a condição de não entupimento dos furos do tubo.
3. Usar dreno DESCONTÍNUO – FIGURA C (material drenante + material filtrante e furos voltados para baixo) quando
 1. Houver excepcional quantidade de água no corte;
 2. o valor d_{15} , obtido na verificação da exigência de permeabilidade, for maior que o valor d_{15} da condição de não entupimento do material filtrante;
 3. nos cortes em rocha quando houver a possibilidade de intrusão de finos no material drenante de enchimento.
4. Usar dreno DESCONTÍNUO – FIGURA D (vala com material drenante protegido por material filtrante em toda a altura da vala e furos voltados para cima, e colchão com argila compactada até a altura dos primeiros furos) , nos casos de terrenos altamente porosos, ou em rocha com fendas amplas.



Selo:

Deverá ter espessura entre 15 cm e 40 cm;

Ser constituído de solo argiloso e devidamente compactado.

Tubo:

Material: concreto, argila recozida, fibrocimento, metálico ou plástico(rígido ou flexível corrugado);

Diâmetro: fixado pelo cálculo hidráulico, normalmente de 10 a 25 cm (5 a 20 cm no caso de materiais plásticos flexíveis corrugados), e furos com abertura de 6 mm a 10 mm (ou ranhuras de 6 a 10 mm). posicionados conforme a finalidade drenante ou interceptante.

No caso de solos altamente porosos, ou rochas com grandes fendas, os furos são voltados para cima, obrigando a construção ao enchimento da base da vala com material impermeável até a altura dos furos iniciais, conforme já mostrado.

No caso dos tubos ranhurados ou furados à toda a volta, não há necessidade de orientar as aberturas de entrada d'água.



Há casos em que, usando tubos, pode-se utilizar apenas o material drenante, para aumentar o raio hidráulico na interface solo – envelope, direcionando o fluxo d'água do solo para o tubo, com a função de captação ou envoltório, pois aumentando o raio hidráulico do dreno diminui a possibilidade de arrastar finos – com isso reduzindo a colmatação (efeito de aterramento ou sedimentação nos pontos onde a velocidade da água é reduzida)..

Dimensionamento dos drenos profundos - dois casos, um para drenos cegos e outro para drenos com tubos:

Primeira fase:

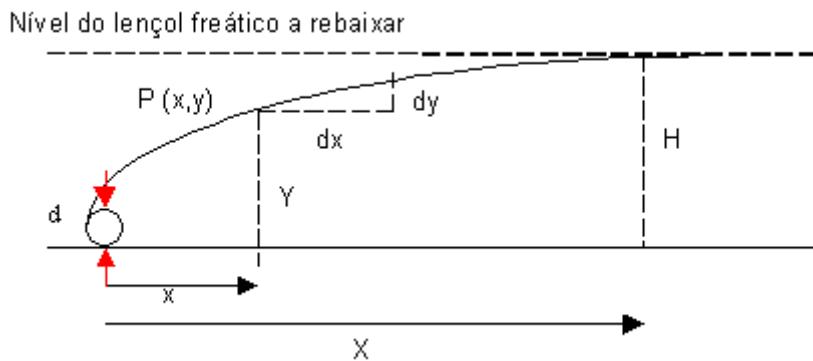
- Cálculo da descarga de projeto
- contribuição por metro linear em dreno de rebaixamento do lençol; ou
- contribuição por metro linear em dreno interceptante
- Determinação da seção de vazão;
- Determinação do comprimento crítico;
- Determinação do espaçamento entre drenos longitudinais;

Há dois objetivos típicos para drenos longitudinais: rebaixamento do lençol freático e interceptação de infiltrações de origem pluviométrica. Ambas obrigam o cálculo da descarga de projeto.

A descarga de Projeto deverá ser calculada em função de:

- Intensidade de chuva por metro quadrado;
- Permeabilidade do solo;
- Carga hidráulica efetiva ;
- Condicionamentos impostos pela posição do lençol freático.

Contribuição por metro linear em DRENO DE REBAIXAMENTO DE LENÇOL:



Considerando a contribuição de UM LADO do dreno e a extensão de 1 metro, temos pela lei de Darcy,

$$Q = K \cdot A \cdot I$$

onde

Q = descarga no meio poroso;

K = coeficiente de permeabilidade;

A = área da seção normal à direção do fluxo;

H = altura máxima do lençol, em relação à base do tubo;

X = distância entre o tubo e o ponto de altura máxima do lençol;

I = gradiente hidráulico.

No ponto $P(x,y)$ na linha de limite do lençol freático sendo rebaixado, considerada a largura de 1m,

$$A = Y \cdot 1 \text{ e } I = dy / dx .$$

Por Darcy, $Q = K \cdot y \cdot dy / dx$ ou $Q \cdot dx = K \cdot y \cdot dy$

$$\text{Integrando: } Q \cdot x = K \cdot y^2 / 2 + C$$

Para $x = 0$, $y = d$. Portanto, $0 = K \cdot d^2 / 2 + C$ ou $C = -K \cdot d^2 / 2$. Então,

$$Q \cdot x = K \cdot (y^2 / 2 - d^2 / 2)$$

$$\text{Quando } x = X, y = H. \text{ portanto } Q = K (H^2 - d^2) / 2X$$

Supondo os valores de d muito inferiores aos de H , admite-se $d = 0$ para simplificar a fórmula anterior para

$$Q = K \cdot H^2 / 2 X$$

Se houver contribuição dos dois lados do tubo, dobrar Q para cada metro de dreno.

Se o valor de K não puder ser determinado experimentalmente por ensaios, poderá ser avaliado pela expressão empírica de Hazen:

$$K = 100 (d_{10})^2$$

Onde d_{10} é o diâmetro efetivo expresso em metros,

ou ainda K pode ser avaliado pela tabela de coeficientes de permeabilidade, utilizável quando se conhece o tipo de solo local.

Contribuição por metro linear em DRENO INTERCEPTANTE

Neste caso, é preciso considerar a precipitação por metro quadrado na área a drenar, multiplicado, em cada metro, pela distância entre o dreno e os limites dessa área. Para cada metro, será calculada a contribuição, montando-se uma planilha de vazões. De posse dos valores acumulados de Q, dimensiona-se a seção de vazão do dreno pela fórmula de Scobey, por Hazen-Williams ou por Manning, cujos resultados são muito próximos. Havendo possibilidade de sangradouros, dimensionar o comprimento crítico para a seção; quando isto não for possível, o dreno pode atingir grandes dimensões.

Na prática, não se leva em consideração a participação do material drenante no escoamento longitudinal da água drenada, em drenos dotados de tubos.

Fórmulas de Scobey:

$$V = 0,269 \cdot C \cdot D^{0,625} \cdot I^{0,5}$$

$$Q = 0,2113 \cdot C \cdot D^{2,625} \cdot I^{0,5}$$

Fórmulas de Hazen-Williams:

$$V = 0,355 \cdot C \cdot D^{0,63} \cdot I^{0,54}$$

$$Q = 0,2785 \cdot C \cdot D^{2,63} \cdot I^{0,54}$$

Onde, em ambas as fórmulas,

V = velocidade de escoamento em m/s ;

C = coeficiente de rugosidade das paredes internas do tubo, em geral 132 (Scobey) ou 120 (Hazen-Williams) para tubos de concreto bem acabado ou cerâmica;

D = diâmetro interno em m;

I = declividade do dreno em m/m.

A vazão considerada em ambas as fórmulas será o dobro da descarga Q de projeto, para que o tubo trabalhe à meia seção.

Muitos projetistas preferem a fórmula de Manning, com C entre 0,015 e 0,016.

Drenos cegos

Nos drenos sem tubo, aplicáveis nos segmentos da rodovia onde o volume das águas a drenar é relativamente pequeno, o escoamento se dá longitudinalmente, através do material drenante que preenche a vala, seguindo a lei de Darcy:

$$Q = K \cdot A \cdot I$$

onde

Q = vazão do dreno, igual à descarga de projeto em m^3 / s ;

K = coeficiente de permeabilidade do material drenante em m / dia ;

A = área do dreno, normal ao deslocamento d'água em m^2 ;

I = gradiente hidráulico do dreno, aproximado pela declividade em m / m .

São dois os problemas mais comuns de dimensionamento:

PRIMEIRO: Conhecidos Q e I , e fixado o valor de A , calcular K (determinar a granulometria para o material drenante);

$$K = Q / I A$$

SEGUNDO: Conhecidos Q e I , e também K , por ter sido fixado o material do dreno, dimensionar a área da parte drenante do dreno, isto é: sua base (b) e sua altura (h) .

$$A = Q / I K$$

Geralmente, os drenos cegos tem seção retangular: é mais comum fixar a altura h e calcular $b = A / h$

Em ambos os problemas, mas principalmente ao fixar o material do dreno, obedecer às condições de Terzaghi , relativas à relação entre as granulometrias do solo local e do material drenante e filtrante, caso necessária sua utilização.

Determinação do comprimento crítico.

O comprimento crítico L pode ser encontrado por

$$L = Q / q ,$$

onde

I = comprimento crítico em m;

Q = vazão admissível no dreno, em m^3 / s ;

q = contribuição que a água recebe, por metro linear, da água drenada em $m^3 / s / m$.

Determinação do espaçamento entre DRENOS LONGITUDINAIS PROFUNDOS :

Ao constatar a necessidade de construção de drenos longitudinais profundos, verificar se é preciso projetar UMA ou mais linhas de drenos, o que será feito pelo cálculo do espaçamento entre as linhas. O cálculo do espaçamento é feito pela fórmula

$$E = 2 \cdot h \cdot (K / q)^{0,5}$$

onde

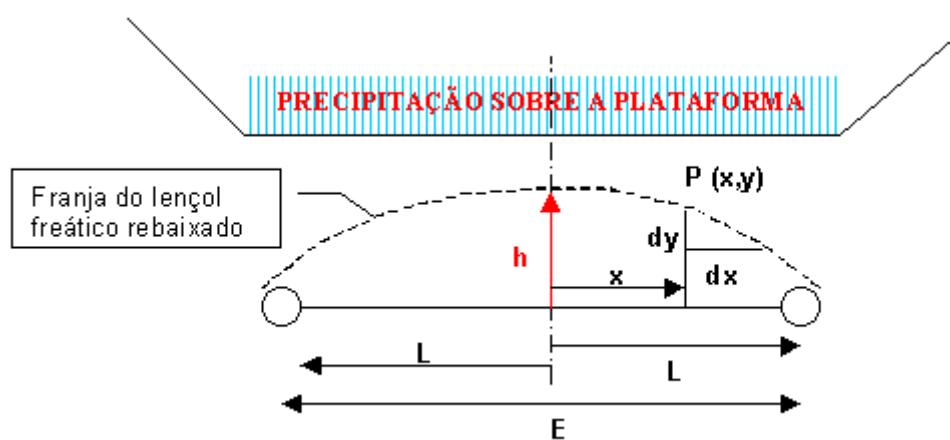
E = espaçamento entre linhas de drenos, em m;

h = altura do lençol freático em m;

K = coeficiente de permeabilidade do solo em m / s ;

q = contribuição (devida à precipitação) por metro quadrado da área de infiltração em $m^3/s/m^2$

A quantidade de água infiltrada deverá ser igual a capacidade drenante dos tubos.



Chamando:

E = espaçamento entre os drenos (m);

H = altura do lençol acima da linha dos drenos após sua construção (m) ;

K = condutividade hidráulica do solo (m / s) ;

q = contribuição de infiltração por m^2 sujeito à precipitação ($m^3 / s / m^2$) .

I = gradiente hidráulico (m / m) ;

Da figura, calculamos:

Quantidade de água infiltrada:

Sendo x o comprimento da faixa de 1 m de largura, $A_i = 1 \cdot x$ e a descarga proveniente da infiltração nesta faixa é $Q = q \cdot A_i$ ou $Q = q \cdot x$

Tratando-se de um meio poroso, por Darcy, $Q = K \cdot A \cdot I$,

onde A é a área total da seção do dreno, normal ao deslocamento do fluido.

No ponto $P(x,y)$, o gradiente hidráulico é $I = -dy/dx$

Como $A = 1 \cdot y$, $Q = -K \cdot y \cdot dy/dx$

Como a água infiltrada será escoada pelo dreno, igualando as vazões

$q \cdot x = -K \cdot y \cdot dy/dx$ ou $q \cdot x \cdot dx = -K \cdot y \cdot dy$

integrando,

$$q \cdot x^2 + K \cdot y^2 = C$$

quando $x = 0$, $y = h$; logo $C = K \cdot h^2$

$$\text{então } q \cdot x^2 + K \cdot y^2 = K \cdot h^2$$

dividindo ambos os membros por q , e em seguida por $K \cdot h^2 / q$, resulta:

$$x^2 / [(k/q)h^2] + [y^2 / h^2] = 1 \quad (A)$$

fazendo $y = 0$, $x = L$, resultando desta última equação

$$L^2 = K \cdot h^2 / q \quad (B)$$

Substituindo B em A,

$X^2 / L^2 + y^2 / h^2 = 1$, que é a equação de uma elipse onde os semi-eixos são a metade da distância entre os drenos e a altura é igual à altura máxima do lençol freático, situando-se no meio da distância entre os drenos.

Como $E = L / 2$, substituindo em B fica

$$E^2 / 4 = K \cdot h^2 / q$$

Donde, finalmente,

$$E = 2h [K / q]^{0,5},$$

que é o espaçamento máximo permitível. Isto permite usar qualquer número de linhas de drenos, guardando entre si distâncias menores que E.

Sobre drenos nos cortes em rocha:

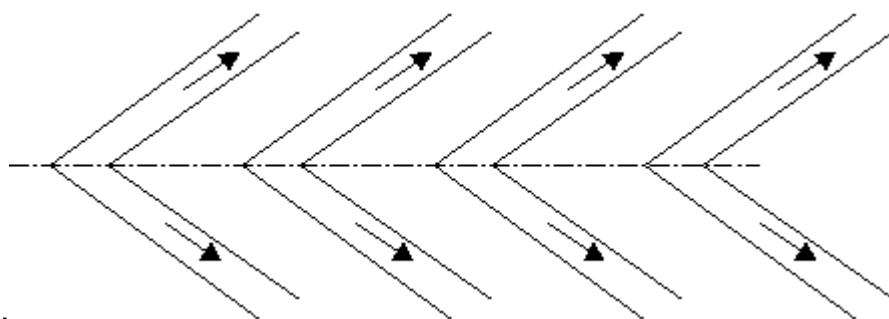
Nos cortes em rocha, os drenos longitudinais são geralmente cegos, não sendo necessário guardar a distância de 1,5 m do pé do talude. Em geral tem profundidade máxima de 0,60 m a partir do fundo do rebaixo, e seção retangular.

Quando ocorrer nos cortes a presença simultânea de solo e rocha, será construído no limite entre eles, no segmento em rocha, um dreno cego, interligado por meio de caixas ao sistema de drenos longitudinais, para captar e conduzir as águas que possam percolar ao longo da superfície do trecho em rocha. Quando nesses cortes o segmento em solo situar-se à montante, é necessário analisar a conveniência de reduzir a profundidade dos drenos em solos e/ou aprofundar os drenos em rocha a fim de estabelecer continuidade do fluxo d'água drenada.

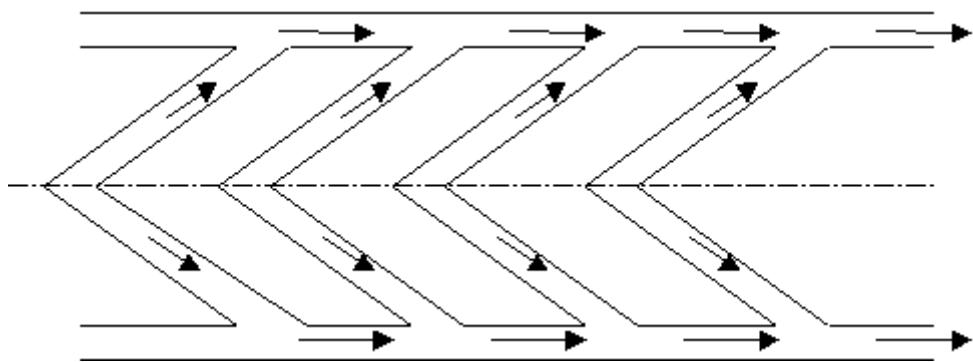
DRENOS ESPINHA-DE-PEIXE

Objetivo e características:

São dispositivos destinados à drenagem de grandes áreas, pavimentadas ou não. Geralmente sem tubos, com pequena profundidade, são usados em série, dispostos obliquamente à um eixo longitudinal (no caso, o eixo longitudinal da rodovia) ou área a drenar



O deságüe pode ser livre ou em drenos longitudinais.



Localização:

Os drenos espinha-de-peixe deverão ser previstos para drenagem de:

- Grandes áreas pavimentadas;
- Parques de estacionamento;
- Praças de pedágio;
- Cortes quando a solução do dreno longitudinal for julgada insuficiente ou anti-econômica face à característica peculiar do lençol e do terreno;
- Sob aterros, quando o terreno natural apresentar lençol freático muito alto ou impermeável, ou presença de água superficial prejudicial à estabilidade do maciço.

Quando o dreno espinha-de-peixe for julgado insuficiente para drenar toda a área, emprega-se camada drenante.

Elementos de projeto e dimensionamento:

Sendo drenos de pouca profundidade, constituídos de trechos de drenos cegos, devem ter seus elementos dimensionados pela lei de Darcy:

$$Q = K \cdot A \cdot I$$

onde:

Q = Estimativa da água a escoar em cada segmento do dreno, em m^3 / s ;

K = condutividade hidráulica;

A = área da seção de cada elemento (ramo) do dreno, em m^2 ;

I = gradiente hidráulico (pode ser considerado igual à declividade do dreno) (m/m) ;

O conhecimento da condutividade hidráulica K implica a fixação de uma granulometria que garanta a não obstrução do dreno, isto é , devem ser seguidos os mesmos CRITÉRIOS de seleção que para drenos cegos longitudinais.

COLCHÃO (CAMADA) DRENANTE



Ancoragem do colchão



Vista geral da ancoragem



Colchão e geotextil
Colchão drenante ancorado sobre superfície inclinada (rodovia MG353)



Recobrimento

Com o mesmo objetivo que os drenos anteriores, situa-se à pequena profundidade no leito, e constitui-se de uma ou mais camadas de material permeável, colocadas em toda a largura da área drenada. São adotados quando o volume a ser drenado for muito grande, não sendo possível o uso de espinha-de-peixe.

São usadas:

- Nos cortes em rocha;
- Nos cortes onde o lenço freático estiver próximo (ou acima) do greide de terraplenagem;
- Na base de aterros onde houver sinais de água livre próxima do terreno natural;
- Nos aterros sobre camadas impermeáveis.

A remoção das águas drenadas poderá ser feita:

- Através de saídas em pontos (baixos) previamente calculados
- Por coletores ou drenos longitudinais, se não existirem pontos baixos.

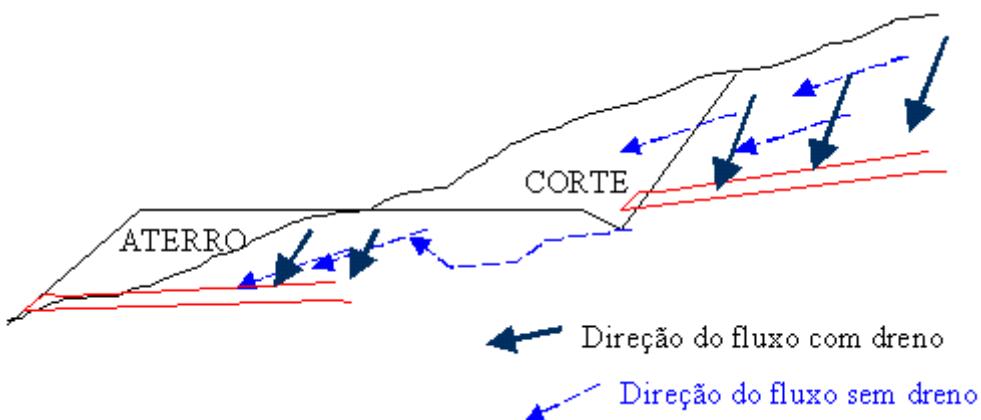
Conforme o solo da região onde será construído, poderá ser necessária uma camada filtrante que bloqueia a penetração de finos na camada drenante propriamente dita.

Dimensionamento:

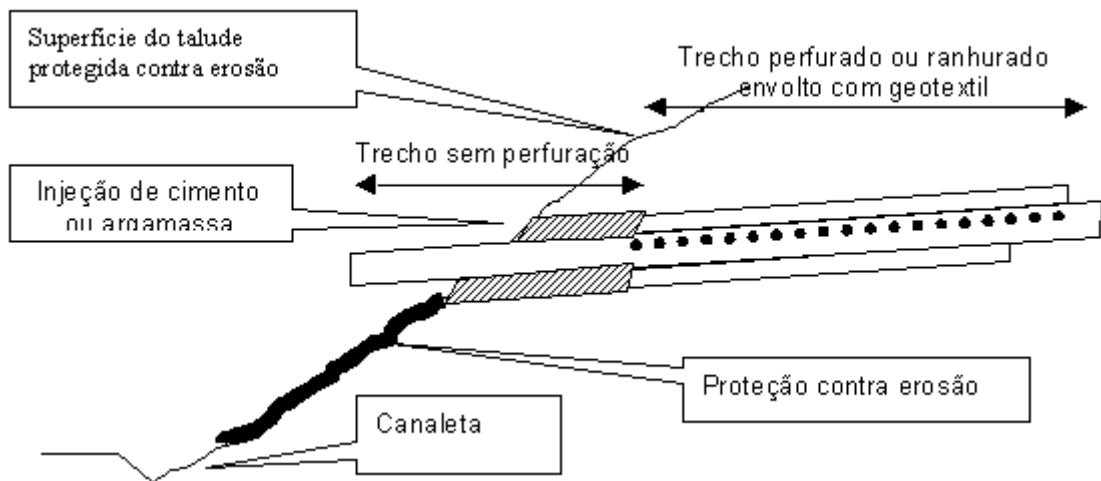
- Determinar a quantidade de água a escoar pela camada em faixas de um metro, transversal à rodovia ($m^3 / s / m$);
- Determinar o gradiente hidráulico da camada drenante (m/m);
- Escolher uma granulometria com permeabilidade K conhecida (deverão ser atendidos os critérios de Terzaghi, do Bureau of Reclamation, do Soil Conservation Service e do Comitê Francês de Geotexteis e Geomembranas); **procurar tabela 32**
- Empregando a fórmula de Darcy ($Q = K \cdot A \cdot I$, sendo $A = 1 \times h$), determinar a altura h da camada drenante.

DRENOS HORIZONTAIS PROFUNDOS

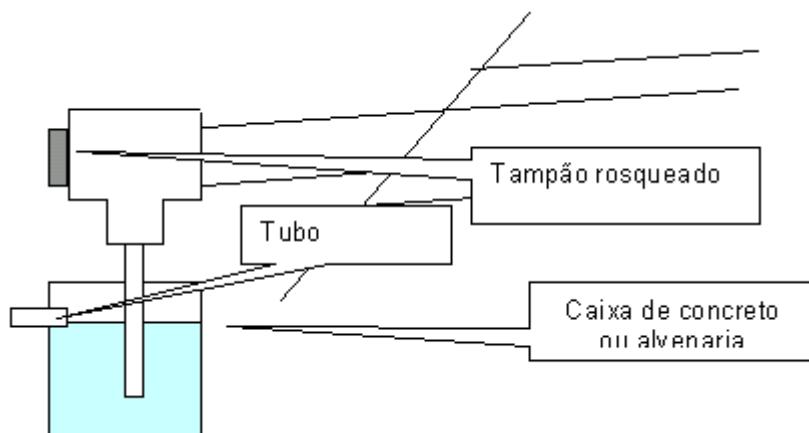
Também chamados drenos sub-horizontais ou drenos de penetração, são dispositivos cravados nos maciços ou taludes dos cortes, com a finalidade de drená-los para reduzir a pressão de lençóis confinados. São aplicáveis quando, nos maciços em que o lençol freático se apresentar muito elevado, e por isso surgir risco de deslizamento, mostrarem maior eficiência que outros tipos de dreno.



São constituídos de tubos (metálicos ou de PVC) ocos, providos de ranhuras ou orifícios na sua parte superior, com inclinação próxima da horizontal, e camada filtrante envoltória, mais bucha, ancoramento e tâmpão. Mais importante que o alívio da pressão d'água nos poros, é a mudança da direção do fluxo, que – de praticamente horizontal, passa a ser quase vertical, orientando a força de percolação para uma direção que contribui para o aumento da estabilidade do talude.



Em solos ou rochas permeáveis (ou muito fraturadas), a vazão pode ser grande. Nos solos menos permeáveis, a vazão pode ser pequena ou nula, embora o alívio de pressão exista: neste caso a vazão pode ser tão pequena que a água se evapore ao longo de seu percurso, mas com efeito positivo (aqui mensurável apenas com a instalação de instrumentação adequada). Algumas vezes, os drenos horizontais profundos são empregados apenas durante a construção, e depois abandonados.



Saída sifonada para regiões com ocorrência de algas.

Projeto:

O maciço deverá ser caracterizado geotecnicamente, por meio de sondagens adequadas, verificando-se em que caso se enquadra o material do talude:

- Rochas ou solos heterogêneos com relação à permeabilidade;
- Materiais essencialmente homogêneos com relação à permeabilidade;
- Com escorregamentos ditos "relativamente impermeáveis" cobrindo formações mais permeáveis e saturadas, com nível piezométrico elevado.

No caso (a), a finalidade da drenagem é interceptar o maior número possível de veios permeáveis, ou atingir bolsões permeáveis. (caso de rochas

sedimentares ou metamórficas fraturadas, como gnaisses bandeados, p. exemplo). É necessário levantar o sistema de fraturamento e direções das fraturas, e interceptar o maior número possível com o dreno. Pode ser preciso dispor drenos "em leque", irradiando-os de um ou vários locais.

No caso (b) utilizam-se ábacos (Kenney, 1977 ; Nonveiller, 1981) para uma primeira estimativa do número, comprimento e espaçamento dos drenos, de modo a atingir a redução desejada das poro-pressões. (ver anexo: ábacos para drenos sub-horizontais).

No terceiro caso (c), o comprimento dos drenos deve ser tal que intercepte a camada saturada permeável ao longo de um trecho de tubo perfurado com comprimento razoável. Deve ser considerada a necessidade de usar trecho perfurado apenas nesta camada mais profunda, para não "irrigar" camadas mais superficiais com a água que corra pelo tubo.

Recomendações gerais para o dimensionamento:

Drenos longos mais espaçados são mais eficientes quanto à segurança de corrimiento de taludes do que drenos curtos menos espaçados;

Quanto mais suave o talude, maior o comprimento necessário dos drenos;

Taludes argilosos e compressíveis também se tornam mais estáveis com o uso de drenos sub-horizontais, mas demoram tanto mais quanto maior for o coeficiente de adensamento (C_v) do solo. Geralmente a confiança na estabilidade do talude surge após um mês, no caso de solos siltosos ou arenosos(C_v entre 10^{-5} e $10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$) e seis meses para solos com C_v entre 10^{-6} e $10^{-7} \text{ m}^2 / \text{s}$. Nestes solos com C_v mais baixo é necessário um número maior de drenos longos para reduzir o tempo necessário para a confiança na segurança do talude.

Os ábacos de Kenney, 1977 e Nonveiller, 1981 são de aplicação restrita a taludes com declividade de 1:2 e 1:3 (V:H). Os espaçamentos e comprimentos obtidos com eles são úteis como previsão inicial, mas devem ser ajustados em cada caso, de acordo com a geologia local e a experiência do projetista.

Tubos de PVC rígido não devem apresentar fraturas, e podem ser usados até 40 m. Acima disto, poderá ser necessário o uso de ferro galvanizado ou inoxidável.

Execução:

- Deverá ser executada com equipamento de perfuração rotativo e lavagem com água, limpeza dos furos preferencialmente com ar comprimido principalmente no caso de solos muito erodíveis com a água. Em solos são usados barriletes simples com coroa de vídia, em rocha barriletes simples ou duplos com coroa de diamante (quando se querem testemunhos, desejáveis para os furos iniciais – ou para furos

espaçados ao longo da linha de instalação, com o mesmo objetivo) . Quando não se quer testemunhos, pode ser utilizada broca ou trépano.

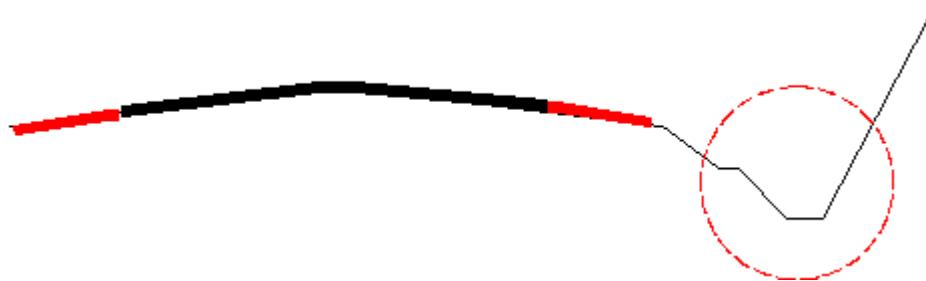
- Furo será revestido (provisoriamente) enquanto perfurado, para evitar fechamento.
- Diâmetro de furo NX (~ 7,5 cm), drenos com diâmetro 5 cm.
- As vazões serão medidas da conclusão até 24 horas ou até estabilização, com leituras espaçadas de 10 minutos até uma hora e a partir daí, de meia em meia hora, ou de hora em hora, definindo um gráfico vazão x tempo. Este gráfico será útil na atualização ou modificação do plano inicial de drenos(fase de otimização).
- As ranhuras da ordem de 2 a 4 mm, espaçadas a cada 2 cm, serão localizadas na parte superior, exceto em taludes permanentemente saturados abaixo do nível de instalação da boca do dreno, quando poderão ter perfurações em toda a circunferência.
- Os últimos 4 a 6 m próximos à superfície do terreno não terão ranhuras ou orifícios, e o tubo deverá projetar-se 20 a 30 cm para fora da superfície acabada do terreno.
- Os tubos serão protegidos por telas de nailon de malha fina, equivalentes à peneira 60, ou mantas geotéxteis. A extremidade enterrada deverá ser tampada.
- Ao colocar o tubo, retirar o revestimento provisório usado durante a perfuração, e vedar o espaço entre o solo e o dreno nas proximidade da saída livre, com argila e argamassa de cimento ou outro material que garanta a fixação do tubo e evite percolação externa. Preferencialmente, fazer injeção de cimento ao longo do comprimento não perfurado, para evitar saturação superficial ou penetração de raízes vegetais pelos orifícios do dreno. Nas regiões com ocorrência de algas, utilizar saída sifonada, com "T" que permita o acesso para inspeção e lavagem, quando necessária.

Controle e manutenção

- O controle compreende medições de vazão, altura de chuva e poro-pressões.
- Durante um período inicial não inferior a 10 dias, inspecionar diariamente o dreno, anotando as vazões. Se após 10 dias algum dreno apresentar vazão superior a 1 l / s, construir outro dreno próximo, com entorno por volta de 3 metros. Durante o primeiro ano, inspeções semanais, a partir daí, semestrais, todas documentadas com data, número (identificação) do dreno e vazão. Prever limpeza e conservação, pelo menos uma vez a cada dois anos, substituição dos inoperantes cada 4 anos.
- A comprovação da eficiência de drenagem será obtida a médio e longo prazo pela leitura de piezômetros, colocados em pontos estratégicos ao nível dos drenos ou em cotas correspondentes aos lençóis que se pretende rebaixar ou aliviar pressões.
- Deverão ser feitos gráficos relacionando cotas piezométricas com altura de chuvas. Quando as pressões subirem sem correspondente aumento de vazões, estará havendo perda de eficiência dos drenos (entupimento ou colmatação).

- As inspeções verificarão presença de vegetação no interior dos tubos, que deverá ser removida. A impermeabilização entre a parte cega do tubo e o terreno será reforçada ou refeita, se necessário.
- Havendo necessidade de limpeza, usar água sob pressão de 11000 a 21000 kpa no interior dos drenos, com vazão mínima de 2 l por segundo. Se não houver melhora no alívio das poro-pressões, executar novo dreno substituindo o inoperante.
- A vazão é obtida com um recipiente de volume conhecido e um cronometro.
- A altura de chuva: posto hidrológico a menos de 10 km ou instalar pluviômetro (melhor um pluviógrafo).
- As poro-pressões são obtidas com piezômetros tipo Casagrande, com bulbo poroso de areia de menor comprimento possível (1 a 2 m). Devem ser instalados preferencialmente antes da execução dos drenos.
- Com limpeza e manutenção constantes, vida útil esperada é de 40 anos ou mais.

VALETÕES LATERAIS



São valas abertas nos cortes junto à plataforma, com a finalidade conjunta de substituir os dispositivos de drenagem subterrânea e superficial.

São mais recomendados em regiões planas, quando trabalharão como sarjeta e dreno profundo, simultaneamente.

Alguns autores recomendam que sejam limitados pelo acostamento e pelo talude de corte. Apesar da economia, poderão ser perigosos para o tráfego, a não ser que sejam executados com um alargamento substancial do acostamento.

O projeto de valetão lateral deverá obedecer às diretrizes:

- talude junto à palataforma será identico ao de aterro do trecho, e sua inclinação será no máximo 1:1,5 ; do lado oposto, o mesmo do talude de corte;
- A profundidade mínima será de 1,5 m a partir do greide de terraplanagem;
- Deverá possuir revestimento vegetal em toda a sua superfície;
- Não deverá ser projetado se o greide da rodovia possibilitar erosão.
- Será indicado preferencialmente para o lado interno de trechos em curva.

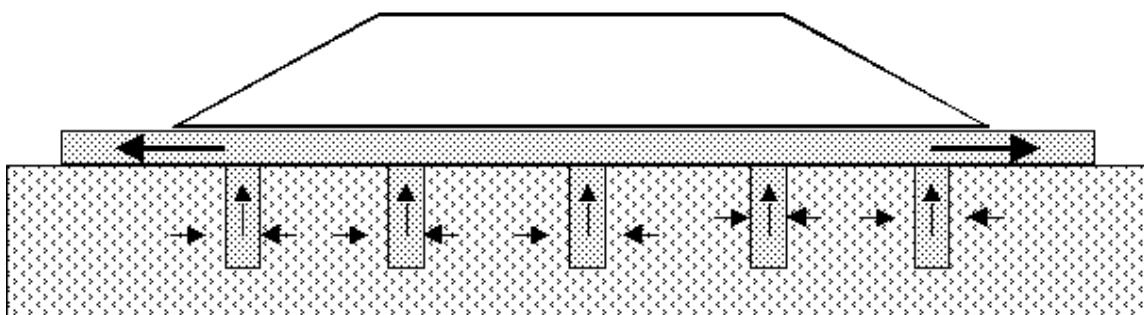
- Somente serão executados em trechos com escavação de materiais de 1^a categoria.

Utilização:

- Nos locais onde o projeto de terraplanagem indicar alargamento dos cortes;
- Nos cortes onde for necessário construir drenos profundos, substituindo-os;
- Nas regiões de difícil aquisição de materiais para executar drenos profundos.
- Após estudo comparativo com dispositivos convencionais de drenagem subterrânea, apenas será adotado se for solução mais econômica.
- Sua construção deverá ser prevista como operação de rotina de terraplanagem. A escolha da seção (triangular ou trapezoidal) será compatível com o trabalho dos equipamentos existentes.

DRENOS VERTICais DE AREIA, COM COLCHÃO DE AREIA

Objetivo: acelerar o adensamento do subleito



Como o adensamento é um fenômeno lento, pode ser acelerado para encaixar-se ao tempo da construção, fazendo-se furos (sonda rotativa ou cravação de tubos drenantes), com o conteúdo lavado por jatos d'água e preenchido com areia. Uma camada de areia (colchão) ou brita é lançada sobre o topo dos drenos, para que a água drenada possa sair, quando pressionada pelo aterro em execução.

O dimensionamento dos drenos é função dos coeficientes de percolação da água, já estudados. Os diâmetros variam de 20 a 60 cm, com espaçamento na ordem de grandeza de dez vezes o valor do diâmetro (2 a 6 m).

ABACOS PARA DIMENSIONAMENTO DE DRENOS SUB-HORIZONTAIS

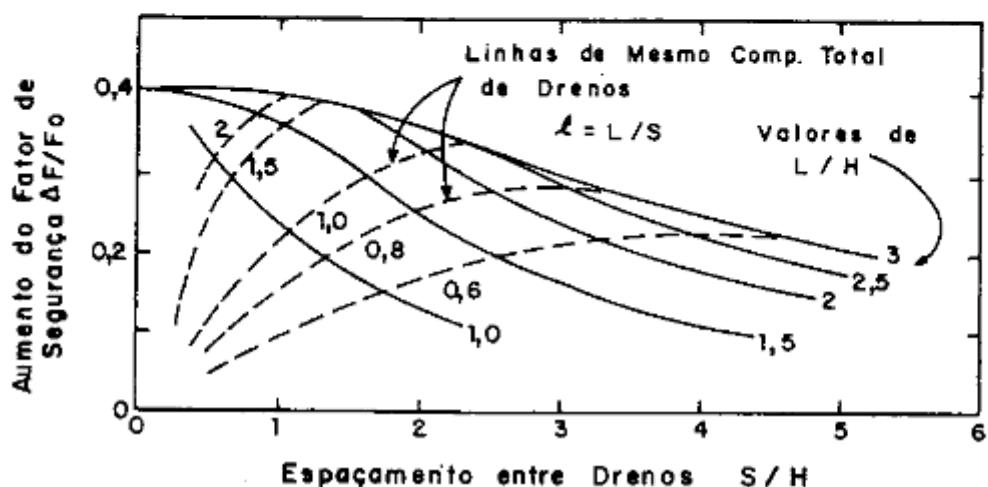
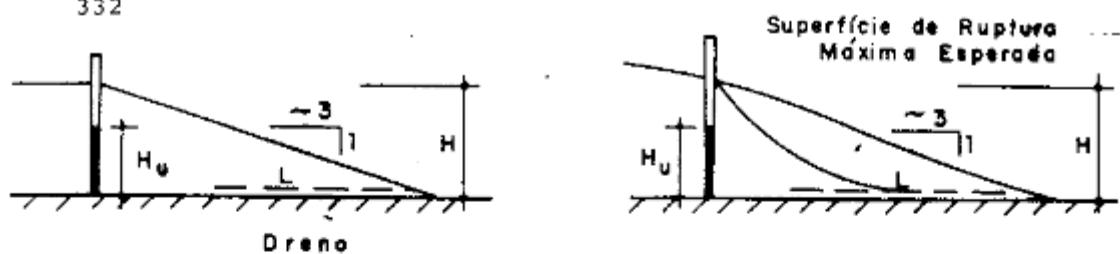
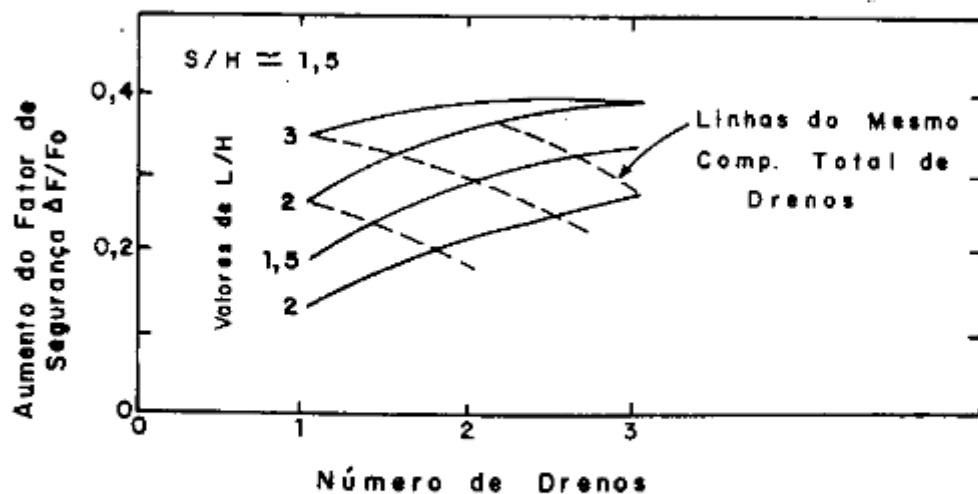
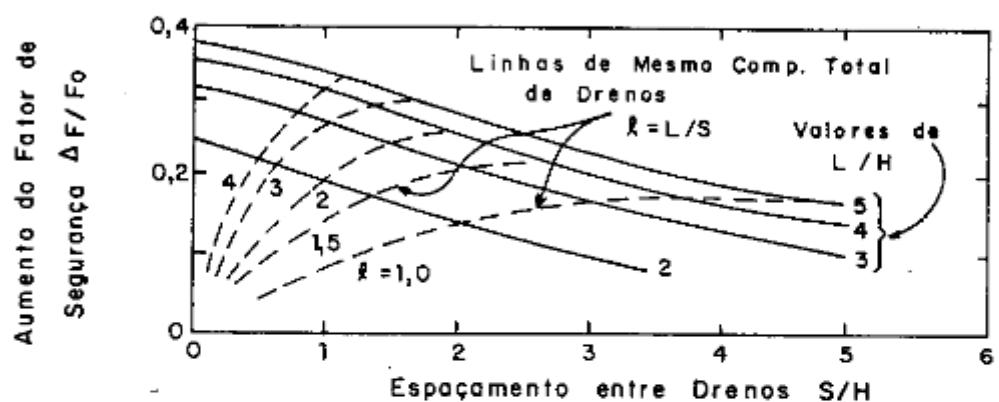
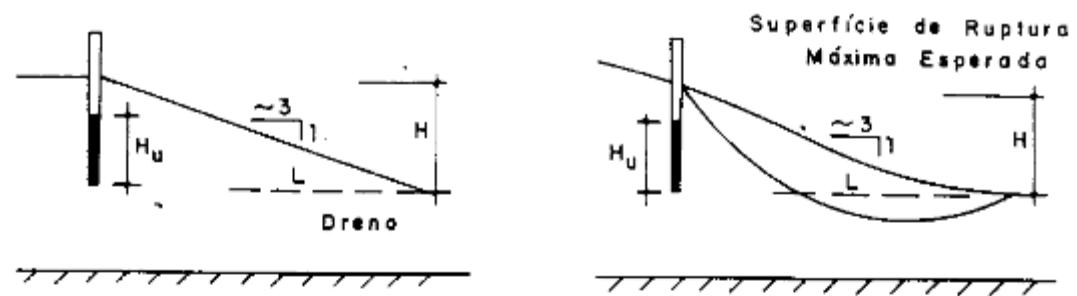
(a) ESTABILIZAÇÃO GERAL PARA TALUDES COM LARG. $> 4H$ (b) ESTABILIZAÇÃO LOCAL PARA TALUDES COM LARG. $\approx 4H$

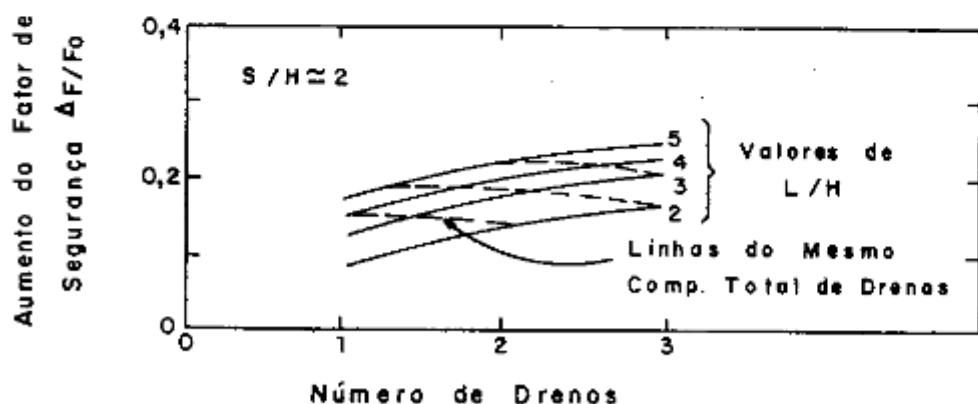
FIG. 104

ÁBACOS PARA DIMENSIONAMENTO DE DRENOS SUB-HORIZONTAIS

FONTE: MANUAL DE DRENAGEM DO DNER-PAG 332



(a) ESTABILIZAÇÃO GERAL PARA TALUDES COM LARG. $> 4H$



(b) ESTABILIZAÇÃO LOCAL PARA TALUDES COM LARG. $\approx 4H$

FIG. 105

ÁBACOS PARA DIMENSIONAMENTO
DE DRENOS SUB-HORIZONTAIS
(APUD KENNEY ET AL., 1977)

FONTE: MANUAL DE DRENAGEM DO DNER-PAG 333

1. O Solo

O solo é constituído de camadas ou horizontes de compostos minerais e/ou orgânicos, com diferentes espessuras, que constituem o denominado perfil de intemperismo. Pode ser definido como um conglomerado de corpos naturais ocorrendo na superfície terrestre, contendo matéria viva e suportando ou sendo capaz de suportar vegetação. É, portanto, a camada superficial da crosta terrestre em que se sustenta e nutre a vegetação, e é formada por diversas partículas de rochas em diferentes estádios de decomposição, água e substâncias químicas dissolvidas, ar, organismos vivos e matéria orgânica.

Os fatores de formação do solo, comumente denominados de intemperismo, incluem as forças físicas que resultam na desintegração ou desagregação das rochas, as reações químicas que alteram a composição das mesmas, e as forças biológicas que intensificam a ação das duas anteriores (LEINS e AMARAL, 1989)

A camada superficial do solo, denominada horizonte A, em geral, tem um alto teor de matéria orgânica e é de coloração mais escura. A camada subsequente, normalmente o horizonte B, contém mais argila e é bastante diferente na coloração, em geral bem mais clara que a superficial. Abaixo desta vem o horizonte C, constituído do material original, e o horizonte R, que é a rocha.

Resumindo pode-se afirmar que o solo pode ser definido como um material poroso, composto pelas fases sólida, líquida e gasosa, e que se origina pela intemperização física e química de rochas, situadas em determinado relevo e sujeitas à ação do clima e dos organismos vivos (REICHARDT, 1985).

1.1 Características físicas do solo

A parametrização físico-hídrica (textura, massa específica do solo e de partículas, porosidade total, micro e macro porosidade, condutividade hidráulica saturada, infiltração) dos solos é um instrumento básico para prevenção de erosões, bem como para elaboração de planos de obras para o seu controle (Agena et Al., 1998).

Entre as características físicas tem-se:

- a) Cor: geralmente, o solo tem a cor do material que o originou, mas esta propriedade é alterada pela presença de matéria orgânica, água e óxidos de ferro.

b) Textura: segundo VARGAS (1977), é o tamanho relativo das diferentes partículas que compõem o solo, e a sua quantificação é a granulometria. As partículas menores que 2 mm de diâmetro (areia, silte e argila), são as de maior importância, pois muitas das propriedades físicas e químicas da porção mineral do solo dependem das mesmas. Assim, usualmente se consideram apenas as três frações menores para caracterizar a textura. Para o estudo da textura é utilizado geralmente peneiras (para solos granulares) padronizadas nas quais uma porção de solo é separada nos diferentes tamanhos constituintes, no caso de solos silto-argilosos utiliza-se o procedimento do densímetro ou então o da pipetagem para a sua determinação.

c) Estrutura: Uma distinção deve ser feita entre os seguintes significados para o termo estrutura da argila (MEDINA, 1979):

- i) estrutura da argila significando a distribuição espacial das partículas, considerada numa macroescala, correspondendo à textura (MITCHELL, 1976; 1993);
- ii) estrutura da argila significando o arranjo de átomos para formar a estrutura cristalina de uma partícula individual, considerada numa microescala.

Outros termos de importância na definição da estrutura são:

Tecedura: corresponde ao vocábulo inglês "fabric". Relaciona-se ao tamanho, forma, arranjo espacial, espaçamento das partículas sólidas e, também, à forma e distribuição dos poros. A textura é um elemento da tecedura.

Estrutura: composta pelos elementos da tecedura mais a composição mineralógica, as propriedades elétricas das partículas coloidais, e a natureza e concentração de eletrólitos, na escala micro. Outros elementos referem-se a agregados de micropartículas e descontinuidades, discerníveis na escala macro.

Microestrutura: requer, para sua observação, pelo menos, um microscópio óptico (dimensão silte ou maior, inclusive agregados de argila) e aumento de 300X. Com o microscópio eletrônico de varredura até 100 A (0.01 m m), ou cerca de 10000X.

Macroestrutura: observável a olho nu ou com auxílio de lupa.

A estrutura determina a maior ou menor facilidade de trabalho dos solos, a sua permeabilidade, resistência à erosão e as condições ao desenvolvimento das raízes das plantas.

d) Porosidade: refere-se à porção de espaços ocupados pelos líquidos e gases em relação ao espaço ocupado pela massa de solo (relação entre volume de vazios e volume total de uma amostra de solo), divide-se em micro e macro porosidade.

e) Permeabilidade: é a maior ou menor facilidade com que a percolação da água ocorre através de um solo. A permeabilidade é influenciada pelo tamanho e arranjo das partículas, o seu índice de vazios e é dependente da viscosidade e temperatura da água.

1.2 Características dos solos residuais Brasileiros

Os solos mais comuns no Brasil, suas características e seus problemas, devem ser conhecidos pelos profissionais que pretendem com eles trabalhar, assim poderão traçar a melhor forma de se lidar com suas deficiências e/ou tirar vantagem de suas características.

a) **Latossolos:** são os solos predominantes no Brasil e, em geral, apresentam relevo suave, grande profundidade, alta permeabilidade e baixa capacidade de troca catiônica.

Os óxidos de ferro e de alumínio e a caulinita, que é uma argila de baixa atividade, são predominantes na fração argila dos Latossolos.

Os Latossolos são classificados segundo sua coloração, a qual reflete maior ou menor riqueza em óxidos de ferro. Predominam no país, os seguintes Latossolos:

- Latossolo Roxo
- Latossolo Bruno
- Latossolo Vermelho-escuro
- Latossolo Vermelho amarelo
- Latossolo Amarelo

O teor de óxidos de ferro decresce do Latossolo Roxo para o Latossolo Amarelo. O Latossolo Roxo apresenta-se, em relação aos demais, com maior fertilidade, ocorrendo porém, em menor freqüência.

A combinação de óxidos de ferro e de alumínio, caulinita e matéria orgânica é comum em Latossolos, conferindo a estes uma estrutura fina, muito estável que facilita o cultivo e oferece uma alta permeabilidade e uma elevada aeração. Em caso de compactação subsuperficial, a erodibilidade destes solos aumenta, exigindo cuidados redobrados no seu manejo.

b) **Podzólicos:** são solos profundos e menos intemperizados do que os Latossolos, podendo apresentar maior fertilidade natural e potencial.

Esses solos são desenvolvidos basicamente a partir de produtos da intemperização de arenitos, com seqüência de horizontes A, B e C bem diferenciados e com suas transições geralmente bem definidas. A principal característica deste solo é a diferença textural entre os horizontes A e B, qual seja: no horizonte B concentra-se teor mais elevado de argila do que no horizonte A, onde, entretanto, a atividade biológica apresenta-se intensa.

O acúmulo de argila no horizonte B torna os solos podzólicos menos permeáveis, portanto mais propensos à erosão hídrica.

c) **Aluviais**: pouco desenvolvidos, provenientes de sedimentos, geralmente de origem fluvial, apresentando grande heterogeneidade entre si, como também ao longo do seu perfil. Ocorrem em relevo plano, várzeas e em áreas próximas aos rios.

Suas maiores limitações de uso referem-se aos riscos de inundações periódicas e elevação do lençol freático.

Uma vez que esses solos apresentam horizonte A diretamente assentado sobre o horizonte C, todos os cuidados devem ser tomados nos trabalhos de sistematização para uso. Excessivos cortes podem expor o horizonte C, reduzindo a capacidade produtiva.

d) **Hidromórficos**: são desenvolvidos em condições de excesso d'água, ou seja, sob influência de lençol freático. Estes solos apresentam a cor cinza em virtude da presença de ferro reduzido, ou ausência de ferro trivalente. Logicamente, ocupam baixadas inundadas, ou freqüentemente inundáveis.

Pelas condições onde se localizam, são solos difíceis de serem trabalhados. Existem dois tipos principais de solos hidromórficos: os orgânicos e os minerais.

e) **Cambissolos**: são solos pouco desenvolvidos em relação aos Latossolos e Podzólicos. Apresentam horizonte B em formação. São rasos e de elevada erodibilidade, podendo, em curto espaço de tempo, ocorrer exposição de subsolo. A fertilidade do horizonte A está condicionada ao tipo de rocha formadora inicial. Por serem muito susceptíveis à erosão, normalmente não permitem um uso intensivo, podendo, em condições naturais, ser observada a ocorrência de erosão laminar moderada, ou severa, bem como em sulcos e voçorocas.

f) **Solos salinos ou halomórficos**: caracterizam-se por uma concentração elevada de sais solúveis. São comuns nas partes baixas do relevo nas regiões áridas, semi-áridas e naquelas próximas do mar. São desprovidos de cobertura vegetal devido à elevada salinidade.

g) **Litosolos**: esta classe é constituída por solos pouco desenvolvidos, muito rasos, com o horizonte A assentado diretamente sobre a rocha. Situam-se nas áreas montanhosas. Os locais onde este tipo de solo ocorre, são normalmente, destinados às áreas de preservação permanente (MINISTÉRIO DA AGRICULTURA, 1983).

2 Erosão

A erosão é um processo natural de desagregação, decomposição, transporte e deposição de materiais de rochas e solos que vem agindo sobre a superfície terrestre desde os seus princípios. Contudo, a ação humana sobre o meio ambiente contribui exageradamente para a aceleração do processo, trazendo como consequências, a perda de solos férteis, a poluição da água, o assoreamento dos cursos d'água e reservatórios e a degradação e redução da produtividade global dos ecossistemas terrestres e aquáticos.

Entende-se por erosão o processo de desagregação e remoção de partículas do solo ou fragmentos de rocha, pela ação combinada da gravidade com a água, vento, gelo ou organismos (IPT, 1986).

Os processos erosivos são condicionados basicamente por alterações do meio ambiente, provocadas pelo uso do solo nas suas várias formas, desde o desmatamento e a agricultura, até obras urbanas e viárias, que, de alguma forma, propiciam a concentração das águas de escoamento superficial.

Segundo OLIVEIRA et al (1987), este fenômeno de erosão vem acarretando, através da degradação dos solos e, por consequência, das águas, um pesado ônus à sociedade, pois além de danos ambientais irreversíveis, produz também prejuízos econômicos e sociais, diminuindo a produtividade agrícola, provocando a redução da produção de energia elétrica e do volume de água para abastecimento urbano devido ao assoreamento de reservatórios, além de uma série de transtornos aos demais setores produtivos da economia.

A quebra do equilíbrio natural entre o solo e o ambiente (remoção da vegetação), muitas vezes promovida e acelerada pelo homem conforme já exposto, expõe o solo a formas menos perceptíveis de erosão, que promovem a remoção da camada superficial deixando o subsolo (geralmente de menor resistência) sujeito à intensa remoção de partículas, o que culmina com o surgimento de voçorocas (SILVA, 1990).

Quando as voçorocas não são controladas ou estabilizadas, além de inutilizar áreas aptas à agricultura, podem ameaçar obras viárias, áreas urbanas, assorear rios, lagos e reservatórios, comprometendo por exemplo o abastecimento das cidades, projetos de irrigação e até a geração de energia elétrica.

Torna-se, portanto, importante a identificação das áreas cujos solos sejam suscetíveis a esse tipo de erosão, sobretudo, em regiões onde não existem

planos de conservação (PARZANESE, G.A.C., 1991), bem como o estudo dos fatores e processos que possam agravar este fenômeno, visando a obtenção de uma metodologia de controle do mesmo.

VASCONCELOS SOBRINHO (1978), considera que existe uma corrida entre a explosão demográfica e o desgaste das terras, operando em sentido oposto, porém somando-se os efeitos, pois, como consequência da própria explosão demográfica, a pressão populacional sobre as áreas já ocupadas, conduzem-nas à deterioração cada vez mais rápida.

Os processos erosivos se iniciam pela retirada da cobertura vegetal, seguido pela adução e concentração das águas pluviais na implantação de obras civis (saída de coletores de drenagem em estradas, arruamento urbano, barramento de águas pluviais pela construção de estradas forçando sua concentração nas linhas de drenagem), estradas vicinais, ferrovias, trilhas de gado, uso e manejo inadequado das áreas agrícolas.

A urbanização, forma mais drástica do uso do solo, impõe a adoção de estruturas pouco permeáveis, fazendo com que ocorra diminuição da infiltração e aumento da quantidade e da velocidade de escoamento das águas superficiais.

A erosão acelerada (ação antrópica) pode ser laminar ou em lençol, quando causada por escoamento difuso das águas das chuvas resultante na remoção progressiva dos horizontes superficiais do solo; e erosão linear, quando causada por concentração das linhas de fluxo das águas de escoamento superficial, resultando em incisões na superfície do terreno na forma de sulcos, ravinas e voçorocas (OLIVEIRA, 1994).

A voçoroca é a feição mais flagrante da erosão antrópica, podendo ser formada através de uma passagem gradual da erosão laminar para erosão em sulcos e ravinas cada vez mais profundas, ou então, diretamente a partir de um ponto de elevada concentração de águas pluviais (IPT, 1986).

No desenvolvimento da voçoroca atuam, além da erosão superficial como nas demais formas dos processos erosivos (laminar, sulco e ravina), outros processos, condicionados pelo fato desta forma erosiva atingir em profundidade o lençol freático ou nível d'água de subsuperfície. A presença do lençol freático, interceptado pela voçoroca, induz ao aparecimento de surgências d'água, acarretando o fenômeno conhecido como "piping" (erosão interna que provoca a remoção de partículas do interior do solo, formando "tubos" vazios que provocam colapsos e escorregamentos laterais do terreno, alargando a voçoroca, ou criando novos ramos). Além deste mecanismo, as surgências d'água nos pés dos taludes da voçoroca provocam sua instabilização e descalçamento.

As voçorocas formam-se geralmente em locais de concentração natural de escoamento pluvial, tais como cabeceiras de drenagem e embaciados de encostas. A importância do estudo dos fenômenos associados à formação de

voçorocas é estabelecer medidas de prevenção e controle, como também o estabelecimento de técnicas compatíveis ao combate do problema.

Segundo LIMA (1987), o estabelecimento de qualquer processo erosivo requer, antes de tudo, um agente (água ou vento) e o material (solo), sobre o qual agirá, desprendendo e desagregando as partículas e transportando-as. A interação entre material e agente consiste na busca de um estado de maior equilíbrio, antes desfeito de forma natural ou devido a efeitos antrópicos.

Os processos erosivos iniciam-se pelo impacto da massa aquosa com o terreno, desagregando suas partículas. Esta primeira ação do impacto é complementada pela ação do escoamento superficial, a partir do acúmulo de água em volume suficiente para propiciar o arraste das partículas liberadas (IPT, 1991).

A erosão é o processo de desprendimento e arraste acelerado das partículas do solo causado pela água e pelo vento. A erosão do solo constitui, sem dúvida, a principal causa da degradação acelerada das terras. As enxurradas, provenientes das águas de chuva que não ficaram retidas sobre a superfície, ou não se infiltraram, transportam partículas de solo e nutrientes em suspensão. Outras vezes, esse transporte de partículas de solo se verifica, também por ação do vento.

O efeito do vento na erosão é ocasionado pela abrasão proporcionada pela areia e partículas mais finas em movimento. A água é o mais importante agente de erosão; chuva, córregos, rios, todos carregam solo, as ondas erodem as costas dos continentes e lagos, de fato, onde há água em movimento, ela está erodindo os seus limites.

2.1 Causas da erosão

O mecanismo da erosão, ocorre da seguinte maneira: as gotas de chuva que golpeiam o solo, desprendem as partículas de solo no local que sofrem o seu impacto e transportam por salpicamento as partículas desprendidas, também, imprimem energia, em forma de turbulência, à água de superfície. A água que escorre na superfície do terreno, principalmente nos minutos iniciais, exerce a ação transportadora.

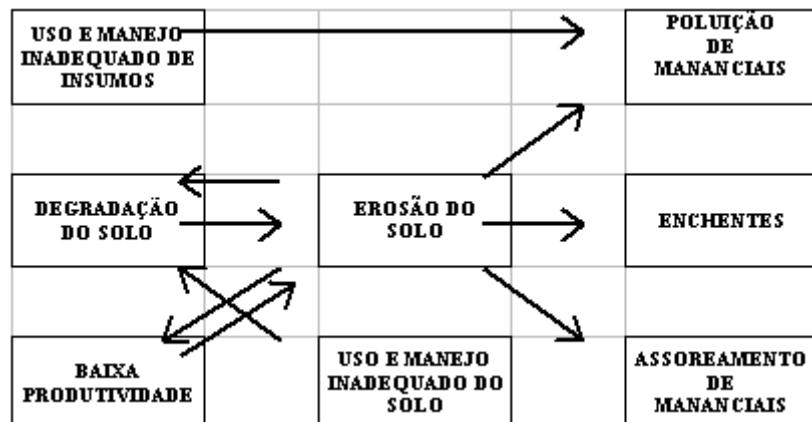


FIGURA 1 Diagrama da erosão no Estado do Paraná.

Fonte: Bragagnolo (1994)

Segundo NOLLA (1982), podem ser distinguidos dois tipos de causas da erosão: causas físicas e causas mecânicas.

Uma destas causas, se agisse isoladamente, talvez não tivesse tanta ação negativa sobre o solo.

Entretanto, como estas agem em conjunto, fornecem uma ação final resultante do esforço conjunto aumentando desta forma, o seu potencial devastador. Pode-se observar a abrangência do assunto, na Figura 1, onde a erosão do solo aparece como um problema central do diagnóstico ambiental.

2.1.1 Causas físicas

São aquelas oriundas da natureza, que pela inexistência de proteção, agem sobre o solo, prejudicando-o. Dentre estas causas tem-se: ação dos raios solares, ação do impacto das gotas de chuva e queima de restos de culturas.

Os raios solares agindo sobre o solo desnudo trazem problemas para o mesmo. Quando existe uma camada que intercepte estes raios, tais como restos de cultura por exemplo, esta ação deixa de existir.

Os raios ultravioletas com seu poder biocida e os raios infravermelhos, com seu poder de aquecimento, e portanto, de evaporação de água, quando em excesso, podem dificultar as condições de vida do solo, provocar ciclos de ressecamento e umidecimento do solo, que provocará o aparecimento de fissuras, as quais facilitarão a ação erosiva, por outro lado o ressecamento leva à redução do teor de umidade e a uma estrutura muito apertada e por isso de grande resistência à erosão.

Como os raios solares, o fogo também age negativamente sobre o solo. O fogo sempre foi considerado uma forma rápida e ao mesmo tempo cruel de eliminar as coisas. Atua nos casos de queima de restos de cultura como biocida, deixando tudo limpo e bonito como é o conceito de muitos, porém os restos de cultura devem ficar no solo como fonte de vida dos organismos que ali vivem, dando, consequentemente, ao solo, uma boa estrutura e, além disso, servindo de obstáculo à ação direta das gotas de chuva e dos raios solares, dificultando ainda a ação horizontal das águas de chuva. Logo, é fácil observar a ação nociva desta prática. E daí a importância do manejo adequado dos solos do ponto de vista ecológico (NOLLA, 1982).

2.1.1.1 Ação do impacto das gotas de chuva

As gotas de chuva têm uma grande importância no fenômeno erosivo, pois quando as mesmas caem sobre o solo descoberto, poderão compactá-lo e desagregá-lo aos poucos.

Segundo NOLLA (1982), a gota, devido a sua energia cinética, causa um impacto no solo compactando o mesmo, e ao mesmo tempo, faz saltar partículas do solo que se desagregaram. Estas partículas, ao voltarem à superfície do solo, encontram uma película de água, a qual começa a transportar as mesmas.

Estas gotas, cujo tamanho varia muito ao cair ao solo, têm, realmente, uma ação que atua como elemento de impacto.

Segundo MOLINA (1976), as gotas de uma chuva de 50mm, que caem em 1 hectare, quando somadas as suas energias de impacto, têm energia suficiente para levantar uma camada de 17,5 cm a uma altura de 90 cm, em toda a superfície de 1 hectare. Isto daria aproximadamente, a suspensão de 2000 toneladas a uma altura de 90 cm. Partindo, destas condições é fácil observar o poder compactador das gotas de chuva, principalmente se a mesma cai sobre solo descoberto, ou seja, sem vegetação viva ou morta que o esteja protegendo.

Além desta ação, a gota, ao cair, tem ainda a ação desagregadora (que é a que predomina), que faz saltar as partículas de solo. Estas partículas soltas são facilmente arrastadas pela lâmina de água que existe na superfície do solo. É fácil observar estas partículas que saltam por ocasião da chuva.

As partículas menores, provenientes desta desagregação, serão arrastadas posteriormente no escoamento superficial de uma pequena lâmina de água, seja horizontal ou verticalmente, originando então a erosão laminar ou a erosão vertical ou interna.

Assim, origina-se a erosão laminar a partir do impacto da gota de chuva, que participa em 95% do problema erosivo. Somente 5% deste problema são causados pela água corrente (NOLLA, 1982).

2.1.2 Causa mecânicas

São as causas que se originam pela ação das máquinas e implementos agrícolas, comprimindo o solo ou mobilizando-o excessivamente.

2.1.2.1 Compactação dos solos

A compactação dos solos oriunda da ação das máquinas e implementos agrícolas é um problema que traz sérias consequências para a produtividade, estes equipamentos aplicam ao solo um baixo nível de compactação que não é suficiente para aumentar a sua resistência (ao cisalhamento) em nível tal que ele possa resistir ao fenômeno erosivo, mas reduz sua permeabilidade aumentando dessa forma o escoamento superficial.

Esta compactação é principalmente exercida :

- a. através do rodado das máquinas que comprimem o solo e destroem a sua estrutura,
- b. pela ação compactadora dos discos e grades.

Este fenômeno de compactação contribui para a redução da permeabilidade do solo aumentando e/ou facilitando a erosão laminar, bem como podendo a camada de pó e partículas muito finas estarem ainda sujeitas à erosão eólica.

A erosão não ocorre simplesmente pelo fato de chover. A erosão não é uma causa que provoca tantos problemas, mas é consequência que se desencadeia devido à uma série de fatores que agem em conjunto e em interação.

As causas da existência da erosão são, portanto, a eliminação progressiva das condições naturais do solo, o que faz com que o equilíbrio do seu conteúdo, seja abalado. Se o equilíbrio natural do solo é quebrado, este apresentará diversos problemas e começará a se degradar. O solo começará a ficar compactado (com problemas de infiltração de água e ar), afetando ainda mais todas as reações químicas e biológicas normais que nele se processam e resultando em perda de produtividade e início de erosão.

5 Erosão acelerada

Em geral, os estudos que contribuem para o conhecimento das voçorocas, tendem a tratar do assunto de maneira global, ou seja, buscando explicá-las através da interação de vários fatores, notadamente a ação das águas, o tipo de substrato, e a intervenção humana. Estudos mais recentes, porém, vêm tornando mais precisos alguns aspectos previamente abordados de modo genérico, destacando-se a realização de balanços hídricos e a caracterização geotécnica dos materiais das áreas afetadas (PONÇANO e PRANDINI, 1987).

O termo voçoroca aplica-se a profundos vales de erosão com geometrias e tamanhos variados, de onde foram removidos grandes volumes de terra, afetando rochas, solos e relevos diversos. O significado desta palavra provém do tupi-guarani e o seu significado é terra rasgada.

"As voçorocas representam um tipo de fenômeno erosivo amplamente disseminado no Brasil e em outras partes do mundo" (MOREIRA, 1992). Segundo este mesmo autor, entre suas consequências pode-se constatar: perdas de áreas de cultivo e pastoreio, assoreamento de rios e reservatórios, causando decréscimo das vazões dos mesmos e ocorrências de cheias muito problemáticas, com sérios prejuízos à economia local.

Segundo CARVALHO (1992), as voçorocas são feições de erosão que se instalaram em terrenos de cobertura em distintos domínios lito-morfológicos. Estas feições foram bem estudadas em áreas do sudeste do país, em especial no estdo de São Paulo (PICHLER, 1953 ; PRANDINI, 1974; PONÇANO, 1987).

As voçorocas dos terrenos cristalinos do estado de Minas Gerais, embora apresentem mecanismos similares aos observados na bacia do Rio Paraná, apresentam peculiaridades próprias destes terrenos: tendem a ser menos extensas, instalaram-se em vertentes em média mais íngremes e é frequente apresentarem ramificações ou feições satélites, que conferem ao conjunto contornos por vezes caprichosos. Apresentam-se sob a forma de ravinas com seções transversais em "V" (estágio inicial) ou em "U" (estágio avançado).

Nos estágios iniciais ou intermediários, nenhuma vegetação permanente se observa. À medida que o fenômeno perde vigor, a vegetação começa a fixar-se no fundo e nas rampas de escombros não removidos, que arredondam a base do "U". Mesmo após a aquietação total, paredes subverticais são mantidas indefinidamente sem vegetação, enquanto nas rampas de escombros e no fundo pode se desenvolver vegetação arbórea expressiva" (CARVALHO, 1992). Ainda segundo esse mesmo autor, a voçoroca típica do cristalino mineiro desenvolve-se mediante os seguintes mecanismos:

- a) erosão em sulco promovida pela enxurrada em mecanismo complexo;
- b) aprofundamento deste sulco até atingir o lençol freático com a consequente geração de elevado gradiente hidráulico na saída, que promove a erosão interna em horizontes ou camadas expostas menos coerentes;
- c) remoção do material proveniente dos mecanismos acima através do escoamento superficial;
- d) manutenção relativamente prolongada de paredes subverticais em solo coesivo, o que permite a instalação sazonal de gradientes de saída elevados para a retomada do processo de instabilização, insolação intensa das paredes, provocando fissuramento;
- e) formação de cavidades abobadadas ao pé das cabeceiras, pela influência combinada dos seguintes fenômenos: jateamento pela enxurrada em cascata, erosão interna e desarticulação estrutural do solo, promovidas pelo gradiente hidráulico de saída, ação complementar de tensões agindo na periferia das cavidades;
- f) colapso de porções destacadas pelo fissuramento das paredes;
- g) aquietação gradual do fenômeno pela diminuição progressiva do gradiente hidráulico de saída pela redução dos fenômenos anteriores.

PARZANESE (1992), estudando a gênese e desenvolvimento de voçorocas em solos originados de rochas granítóides, concluiu que os solos originados destes tipos de rocha possuem fertilidade extremamente baixa (Latossolos vermelho-amarelo), sustentando por consequência a vegetação pouco densa, permitindo com que a ação erosiva da chuva seja mais intensa, isto aliado à textura e estrutura do solo propicia a instalação do fenômeno.

Ainda segundo este mesmo autor, quando os solos apresentam escassez de agentes cimentantes, a coesão é muito baixa e estes, quando molhados, desmoronam e são arrastados com facilidade.

Este fenômeno de voçorocamento será tão mais pronunciado quanto mais significativos forem alguns fatores, dentre eles: reduzida espessura do solum A+B, restrita profundidade do horizonte C, pouca coesão entre as partículas do solo e reduzida cobertura vegetal. Aliados a isso tem-se os fatores climáticos que irão agir de forma constante para o estabelecimento do processo erosivo (FARIAS, 1992).

Lima (1987) procurou relacionar erosão com o teor de ferro e parâmetros físicos e mineralógicos do solo. Verificou que o teor de óxidos de ferro, refletido na cor dos solos, influencia características e propriedades que governam, em última análise, o balanço da coesão entre agregados e permeabilidade, condicionador do comportamento do solo frente ao processo erosivo.

O fracasso na contenção de voçorocas, como foi observado por PRANDINI e IWASA (1980), MORGAN (1980), BIGARELLA e MAZUCHOWSKI (1985), é reconhecidamente proveniente da implantação de medidas apenas parciais (o que visa a redução de custos) e/ou porque medidas inadequadas foram adotadas, devido à identificação incorreta ou não reconhecimento dos mecanismos envolvidos no processo.

O alto grau de interação entre os processos da vertente e os do canal é uma característica das áreas afetadas por voçorocas. O suprimento de sedimentos para o canal é proveniente basicamente dos movimentos de massa nas paredes, que por sua vez são ativados na medida em que o material é removido pelo canal.

A combinação desses dois aspectos fundamentais controla a estabilidade/instabilidade do sistema. Essas colocações evidenciam a complexidade do fenômeno e reforçam a necessidade da abordagem multidisciplinar, que envolve a análise de aspectos ligados aos estudos de solos, geomorfologia, geologia, geotecnia, meteorologia, hidrologia, hidrogeologia e uso da terra (MOREIRA, 1992).

A erosão subterrânea é também o mecanismo de instabilização dos taludes laterais da voçoroca, provocando o seu deslizamento. Isto é pouco comum já que, em geral, o movimento de massas nas laterais das voçorocas é ocasionado pelo descalçamento da base dos taludes. A Figura 2 esquematiza este mecanismo.

A erosão subterrânea é causada pela percolação de água nos poros do solo, que arrasta as partículas finas e cria caminhos preferências que vão aumentando provocando dessa forma a instabilidade das massas e seu consequente

desmoronamento.

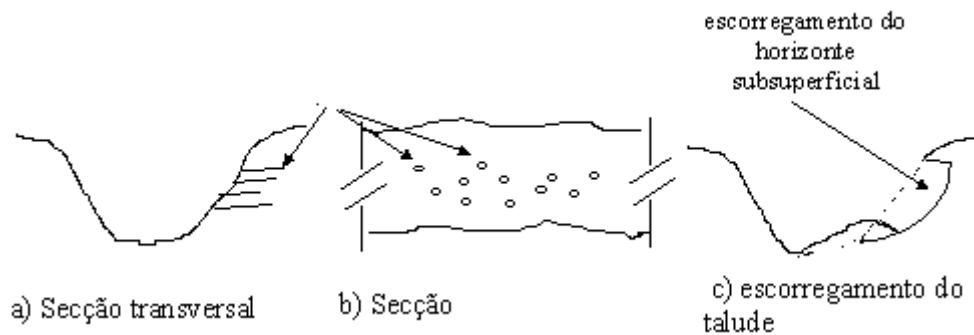


Figura 2 Esquema do mecanismo de escavação da voçoroca.

Fonte: Bragagnolo (1994)

2.3 Tipos de erosão causadas pela água

A erosão hídrica acelerada, processo de rápida desagregação e remoção do solo pela ação das águas das chuvas, constitui um importante problema geotécnico-ambiental. Na Região Metropolitana de Porto Alegre e no resto do país verificam-se muitos processos desta natureza envolvendo diferentes tipos de solos. (Bastos e Davison Dias, 1995).

A erosão causada pela água pode ser das seguintes formas: laminar, em sulcos e voçorocas. As três formas de erosão podem ocorrer simultaneamente no mesmo terreno.

a) Erosão laminar: a remoção de camadas delgadas de solo sobre toda uma área é a forma de erosão menos notada, e por isso a mais perigosa. Em dias de chuva as enxurradas tornam-se barrentas. Os solos, por sua ação, tomam coloração mais clara, e a produtividade vai diminuindo progressivamente. A erosão laminar arrasta primeiro as partículas mais leves do solo, e considerando que a parte mais ativa do solo de maior valor, é a integrada pelas menores partículas, pode-se julgar os seus efeitos sobre a fertilidade do solo.

b) Erosão em sulcos: resulta de pequenas irregularidades na declividade do terreno que faz com que a enxurrada, concentrando-se em alguns pontos do terreno, atinja volume e velocidade suficientes para formar sulcos mais ou menos profundos.

c) Voçorocas: é a forma mais avançada da erosão, ocasionada por grandes concentrações de enxurrada que passam, ano após ano, no mesmo sulco, que se vai ampliando, pelo deslocamento de grandes massas de solo, e formando grandes cavidades em extensão e em profundidade. Exemplos da literatura mundial são citados com voçorocas de mais de uma centena de metros de comprimento e atingindo dezenas de metros de profundidade. A voçoroca é a visão impressionante do efeito da enxurrada descontrolada sobre a terra. Aliado a isto temos a ação da erosão interna "piping" que provoca às vezes a ruptura das paredes das voçoroca.

2.4 Erosão causada pelo vento

A erosão eólica, ocorre em geral em regiões planas, de pouca chuva, onde a vegetação natural é escassa e sopram ventos fortes. Constitui problema sério quando a vegetação natural é removida ou reduzida; os animais e o próprio homem contribuem para essa remoção ou redução. As terras ficam sujeitas à erosão pelo vento quando deveriam estar com a vegetação natural e são colocadas em cultivo com um manejo inadequado (BERTONI e LOMBARDI NETO, 1990).

Em regiões tropicais, um dos principais efeitos do clima na degradação do meio ambiente parece estar aliado ao fenômeno da precipitação e sua capacidade de causar erosão. A ação da chuva no fenômeno de erosão depende da sua intensidade, duração e freqüência (Bertoni e Lombardi Neto, 1985). O potencial das chuvas em provocar erosão é denominado erosividade.

Diversos são os fatores que influenciam a erosão, dentre os principais pode-se citar:

- a) Chuva: é um dos fatores climáticos de maior importância na erosão dos solos. O volume e a velocidade da enxurrada dependem da intensidade, duração e freqüência da chuva, sendo a sua intensidade talvez o mais importante. Este fator é considerado através do índice de erosividade das chuvas.
- b) Infiltração: é o movimento da água dentro da superfície do solo. Quanto maior sua velocidade, menor a intensidade de enxurrada na superfície e, consequentemente, a erosão.
- c) Topografia do terreno: é representada pela declividade e pelo comprimento do declive, exerce acentuada influência sobre a erosão. O tamanho e a quantidade do material em suspensão arrastado pela água dependem da velocidade com que ela escorre, e essa velocidade é função do comprimento do declive e da inclinação do terreno.
- d) Cobertura vegetal: é a defesa natural contra a erosão. Os efeitos da vegetação no fenômeno são:
 - d.1) proteção direta contra o impacto das gotas de chuva;
 - d.2) dispersão da água, interceptando-a e evaporando-a antes que atinja o solo;
 - d.3) decomposição das raízes das plantas que, formando canalículos no solo, aumentam a infiltração da água;
 - d.4) melhor estruturação do solo pela adição de matéria orgânica, aumentando assim sua capacidade de retenção de água;

d.5) diminuição da velocidade de escoamento da enxurrada pelo aumento do atrito na superfície.

e) Natureza do solo: as propriedades físicas, principalmente estrutura, textura, permeabilidade e densidade, assim como as características químicas e biológicas do solo exercem diferentes influências na erosão. Suas condições físicas e químicas, ao conferir maior ou menor resistência à ação das águas, caracterizam o comportamento de cada solo exposto a condições semelhantes de topografia, chuva e cobertura vegetal (BERTONI e LOMBARDI NETO, 1990).

Problemas causados pela erosão

Mario Barraza Larios

Na grande maioria dos estados brasileiros constata-se grandes perdas de solo, ocasionadas pela erosão, tornando-se este um dos principais problemas relacionados aos recursos naturais (BRAUN, 1961; BERTONI e LOMBARDI NETO, 1985).

O convívio com tal problema significa aceitar o empobrecimento gradativo, a médio e longo prazo, da área cultivada com crescentes prejuízos do setor agrícola.

As consequências destes desequilíbrios tem levado a redução da produtividade, aumento dos custos de produção (adubação, correção de solo, etc.), aumento dos custos dos alimentos, redução da demanda de mão de obra no meio rural, assoreamento dos rios e barragens, exodo rural, etc. Os solos de muitos estados do Brasil e mais particularmente de certas regiões do estado de Minas Gerais, vêm sofrendo com o fenômeno das erosões severas e aceleradas, as quais ameaçam não só áreas agrícolas mas também regiões muito próximas às cidades devido à ação predadora do homem. Este fenômeno gera, principalmente, o transporte dos sedimentos aos cursos dos rios, sendo por conseguinte responsáveis pelas enchentes. Esta problemática não pode deixar de preocupar pois, além dos problemas citados anteriormente pode colocar em risco vidas humanas (CETEC, 1989).

Um estudo do Banco Mundial (MAHMOOD, 1987) mostrou que a vida útil média dos reservatórios existentes no mundo decresceu para 22 anos, tendo sido avaliado em 6 bilhões de dólares o custo anual para promover a remoção dos volumes de sedimentos que vão sendo depositados.

A porcentagem de perda de volume por retenção de sedimentos nesses reservatórios é muito variável, estando relacionada ao projeto e à magnitude da carga sólida, principalmente. Segundo Mahmood (1987), a perda de capacidade anual do reservatório da barragem de Hoover (EUA), tem sido de 0,3%; a de Tarbela (Paquistão), 1,5%, e a de Sanmexia (China), cerca de 1,7%, enquanto no reservatório de Warsak (Paquistão), essa perda chega a 18% anuais.

Um estudo realizado pelo IPH/UFRGS para a ELETROBRÁS (1991) apresentou valores médios de descarga sólida específica e de concentração de sedimentos nos principais cursos d'água do país. CARVALHO (1994) concluiu, pelo exame dos dados, que a concentração média da carga sólida total nos rios brasileiros pode ser atualmente de 250ppm, levando à dedução que a perda anual de volume dos reservatórios chega a 0,5%.

A soma das capacidades de todos os reservatórios do Brasil para geração de energia elétrica é superior a $400 \times 10^9 \text{ m}^3$. Comparando as conclusões do relatório do Banco Mundial e considerando que a carga de sedimentos seja somente a metade do valor médio no Mundo, isto é, provocando perda de capacidade de 0,5% ao ano, chega-se a um montante superior a $2,0 \times 10^9 \text{ m}^3$. Esse volume é maior do que a capacidade de muitos dos médios e pequenos reservatórios do país, como por exemplo, os da Tabela 1.

Por esses números comparativos, constata-se a necessidade de estudos sedimentológicos prévios à construção de qualquer barragem e formação de seu reservatório, sob o risco de que o aproveitamento venha a ter problemas em tempo inferior a sua vida útil sócio-econômica esperada. Nesta suposição está claro que a falta de estudos impede a constatação de um possível assoreamento, cuja solução de mitigação poderia ser adotada com o controle de sedimentos.

TABELA 1

Reservatórios com volume de armazenamento inferior a $2.000 \times 10^6 \text{ m}^3$

Reservatório	Capacidade (m^3)	Curso d'água	Potência
Estreito	1.400×10^6	Grande	1.050 MW
Jaguari	1.396×10^6	Jaguari	27,6 MW
Moxotó	1.200×10^6	São Francisco	-
Billings	1.229×10^6	Pinheiros	-
Salto Osório	1.250×10^6	Iguaçu	1.050 MW
Porto Colômbia	1.524×10^6	Grande	320 MW

Fonte: CARVALHO (1994)

O Brasil possui muitos reservatórios parcial ou totalmente assoreados. Um levantamento efetuado por CARVALHO (1994), apresentou um total de 38 reservatórios assoreados, sendo que a maior parte desses aproveitamentos continua em operação, mas com problemas diversos decorrentes do depósito

de sedimentos. Essa lista não é completa, já tendo sido ampliada à medida que o autor recebeu informações de casos similares (ver Tabela 2). O autor acredita que há muitos outros casos, não sendo conhecidos por falta de levantamentos nesses reservatórios.

Ainda segundo CARVALHO (1994), muitos reservatórios estão parcialmente assoreados, mas sem apresentar problemas evidentes na sua operação. Pode-se citar: Tucuruí (Rio Tocantins), Três Marias (Rio São Francisco), Funil (Rio Paraíba do Sul), Barra Bonita (Rio Tietê) e Capivara (Rio Paranapanema) e outros, tendo a área de remanso já assoreada, provocando problemas de elevação do nível a montante em ocasião de enchentes. Um estudo adequado da perda de capacidade de geração de energia anual poderia conduzir a uma constatação do problema.

Segundo Pejon (1992) o fenômeno da erosão consiste na ação combinada de uma gama de fatores que provocam o destacamento e o transporte de materiais sobre a crosta terrestre. Os processos erosivos dependem de uma série de fatores naturais (tais como clima, geomorfologia, geologia e cobertura vegetal) que podem ser alterados pela ação antrópica ocasionando sua intensificação.

TABELA 2 -

Reservatórios no Brasil parcial ou totalmente assoreados

Reservatório	Curso d'água	Proprietário	Finalidade
--------------	--------------	--------------	------------

Bacia do São Francisco

Rio de Pedras	Velhas	CEMIG	UHE, 10 MW
Paraúna	Paraúna	CEMIG	UHE, 30 MW
Pandeiros	Pandeiros	CEMIG	UHE, 4,2 MW
Pampulha	Pampulha	SUDECAP	Controle de cheias

Bacia do Paraná

Caconde	Pardo	CESP	UHE, 80,4 MW
Euclides da Cunha	Pardo	CESP	UHE, 108,8 MW
Americana	Atibaia	CPFL	UHE, 34 MW
Jurumirim	Paranapanema	CESP	UHE, 22 MW
Piraju	Paranapanema	CPFL	UHE, 120 MW
Pres. Vargas	Tibaji	Klabin	UHE, 22,5 MW
São Gabriel	Coxim	ENERSUL	UHE, 7,5 MW
Rib. Das Pedras	Descoberto	CAESB	Abastec. d'água
São João	São João	ENERSUL	UHE. 3,2 MW

Fonte: CARVALHO (1994)

Nos últimos anos a temática ambiental vem ganhando espaço na mídia e principalmente no meio científico. Quando da exploração do meio ambiente deve-se levar em conta seus mecanismos a fim de não comprometer sua conservação. Os estudos ambientais fundados na análise integrada do meio físico se destacam pela maior abrangência e complexidade da análise. O "sistema de erosão", representado pela Equação Universal de Perda de Solos, é um desses estudos integrados que merece destaque.

Resumo histórico da modelagem da erosão

Mario Barraza Larios

Entre 1890 e 1947, a ciência limitava-se ao entendimento e à descrição qualitativa dos principais fatores que afetam o processo erosivo. Exemplos desse período são os trabalhos de Cook, 1936; Laws, 1940 e Ellison, 1947, citados por CHAVES, 1995. Estes autores naquela época, já reconheciaram, a complexidade do processo erosivo, sendo os primeiros a definir os fatores que intervêm no mecanismo tais como erodibilidade do solo, erosividade da chuva e da enxurrada, e da proteção da cobertura vegetal. Trabalhos experimentais realizados no Centro-Oeste dos EUA durante o período de 1940 a 1954 resultaram em equações de perda de solo que incluiam os efeitos do comprimento e da declividade da rampa, de práticas conservacionistas e de fatores de solo e uso/manejo. Em 1946, um comitê formado nos EUA produziu a primeira equação empírica de perda de solo, conhecida como equação de MUSGRAVE.

No período compreendido entre os anos de 1954 a 1965, um esforço de agências de pesquisa e extensão dos EUA, resultou na Equação Universal de Perda de Solo - USLE

A Equação Universal de Perdas do Solo prediz a perda média anual de um solo de um local qualquer, através do produto de suas variáveis, cujos valores podem ser expressos numericamente, sendo representada pela equação:

$$A = R \cdot K \cdot L \cdot S \cdot C \cdot P$$

onde:

A é a perda média anual de solo em $t.ha^{-1}.ano^{-1}$;
R é o fator erosividade da chuva em $MJ.mm.ha^{-1}.h^{-1}.ano^{-1}$;
K é o fator erodibilidade do solo em $t.ha.h.ha^{-1}.MJ^{-1}.mm^{-1}$;
L é o fator comprimento do declive;
S é o fator grau do declive;
C é o fator uso e manejo, e
P é o fator prática conservacionista.

As variáveis L,S,C,P são adimensionais.

Para aperfeiçoar ou adaptar a formulação da USLE para outras finalidades, foram introduzidas modificações em alguns de seus fatores. Exemplos mais conhecidos destes são a MUSLE (WILLIAMS, 1975), desenvolvida para a predição do aporte de sedimentos, o modelo ONSTAD-FOSTER (1975), que separou o termo de erosividade em um fator de chuva e outro de enxurrada, o modelo EPIC (WILLIAMS et al., 1984), e a RUSLE (RENARD et al., 1991), uma atualização da USLE, modificando os fatores K, C e LS.

Apesar do esforço despendido na determinação dos fatores da USLE no Brasil, o banco de dados existente no país ainda é insuficiente para sua utilização generalizada. Entretanto, sua aplicação é possível para algumas regiões, onde os parâmetros são disponíveis.

Segundo CHAVES, 1995, no que diz respeito ao fator de erosividade (R), sua determinação já foi feita para vários estados (SP, PR, Nordeste, etc.), inclusive com a confecção de mapas de isoerodentes. O índice EI30 é geralmente considerado adequado para as condições brasileiras (BERTONI & LOMBARDI NETO, 1990).

No caso do fator de erodibilidade, a utilização direta do nomograma de WISCHMEIER & SMITH, 1978, para os solos do Brasil não é indicado, pois geralmente superestima os valores de K para solos tropicais (DANGERL et al., 1976; LO et al., 1985). Entretanto, há no país suficientes dados de parcelas padrão para uma estimativa pelo menos preliminar de K de vários tipos de solos. DENARDIN (1990) compilou dados de K medidos para diferentes solos em mais de 30 localidades, do nordeste ao sul do Brasil. Aquele autor também propôs equações para a obtenção de K em função de propriedades básicas de cada um daqueles solos, obtendo boas correlações.

A expressão proposta por DENARDIN (1990), foi:

$$K = 6,08 \times 10^{-3} (\text{PERM}) + 8,34 \times 10^{-3} (\text{OM}) - 1,16 \times 10^{-3} (\text{OAL}) - 3,78 \times 10^{-4} (\text{AR})$$

onde PERM é a permeabilidade do perfil, OM é o teor de matéria orgânica do solo, OAL é o teor de óxido de alumínio e AR é o teor de partículas com diâmetro entre 2 e 0,5mm.

Os dados existentes permitem o emprego da USLE em diferentes situações, porém sua utilização para o planejamento conservacionista é ainda muito pequena no país. "A alegação de imprecisão ou dificuldade na estimativa dos fatores da USLE não justifica a pequena utilização da equação. Sua estrutura factorial permite que superestimativas em alguns dos fatores sejam compensadas por subestimativas em outros, resultando em previsões relativamente precisas".(CHAVES, 1995)

Com o surgimento de computadores mais eficientes e com o levantamento de novos dados que explicam melhor os processos, surgiram novos programas de modelagem, dentre os quais se destacam o WEPP (LANE & NEARING, 1989) e o CREAMS (USDA, 1980)

O modelo WEPP (Water Erosion Prediction Project), representa a última geração de modelos baseados em processos, e incorpora os desenvolvimentos anteriores de MEYER & WISCHMEIER, 1969; FOSTER & MEYER, 1972; e MEYER et al., 1975.

O modelo CREAMS (Chemicals, Runoff and Erosion from Agricultural Management Systems) consiste de três componentes principais: hidrologia, erosão/sedimentação e química. O componente de erosão/sedimentação utilizá um modelo semi-empírico de erosão em sulcos e entre-sulcos, derivado da USLE. O modelo inclui resultados de estimativas de concentrações de poluentes dissolvidos e adsorvidos (USDA, 1980).

Erodibilidade e Erosividade

Mario Barraza Larios

A erodibilidade dos solos, propriedade que retrata a facilidade com que partículas são destacadas e transportadas, imprescinde de métodos adequados que a caracterizem. São ainda insuficientes os esforços no entendimento e na quantificação do potencial a erosão através de propriedades do comportamento estabelecidas pela Mecânica dos Solos (BASTOS et al, 1998).

Os valores da erodibilidade dos solos, obtidos por métodos indiretos (FREIRE e PESSOTI, 1974; LNEC, citado por FONSECA, 1981; Bouyoucos, citado por BERTONI e LOMBARDI NETO, 1985; BERTONI e LOMBARDI NETO, 1985), nem sempre explicam, em face dos demais fatores determinantes das perdas de solo, o volume de sedimentos nas margens dos cursos d'água e os sinais de perda de material dos solos, em muitos locais.

Para fornecer dados seguros para o planejamento do uso do solo e do controle da erosão, é necessária a determinação da erodibilidade dos solos por métodos diretos, utilizando-se equipamentos em campo e/ou laboratório.

BASTOS et al (1998), afirmaram que o ensaio de Inderbitzen constitui um ensaio simples e promissor na avaliação geotécnica da erodibilidade. A perda de solo e o fator erodibilidade K retratam o potencial de erosão dos solos.

A erodibilidade em solos lateríticos é estimada como sendo de baixa a média, segundo Nogami e Villibor (1995). Isto se deve ao endurecimento da camada superficial que dificulta o destacamento de partículas pelo impacto das gotas de chuva. Os mesmos autores, estudando a erosão em taludes de corte nas rodovias do estado de São Paulo, verificaram que a erodibilidade foi diferente em cada horizonte. Segundo estes autores é comum que se encontre taludes erodidos nas camadas inferiores (horizontes saprolíticos) estando ainda as camadas superficiais intactas.

Carvalho e Fácio (1995) estudando os processos erosivos de solos do Distrito Federal determinaram a erodibilidade de diversos tipos de solos, todos associados a ocorrência de voçorocas. Verificaram que o grau de laterização

dos solos é um fator interveniente na susceptibilidade à erosão e incluíram as relações sílica/sesquióxidos e sílica/óxido de alumínio como indicadores desta propriedade nos modelos matemáticos por eles propostos. Também associaram a formação de voçorocas no Distrito Federal com a ação antrópica.

O estudo geotécnico da erosão do solo deve necessariamente considerar a resistência ao cisalhamento do solo. O destacamento das partículas está relacionado à superação da resistência pelo impacto da gota de chuva ou pela força de escoamento das enxurradas. Nos solos lateríticos existe a cimentação (aumento da coesão) da estrutura que aumenta a resistência ao cisalhamento. Isto explica por que os solos lateríticos são mais resistentes a erosão.

Por outro lado, estando o solo na condição não saturada, a resistência ao cisalhamento é acrescida da parcela de coesão devida à sucção. Estando os horizontes sub-superficiais menos cimentados, a sucção é a responsável pela variação na resistência ao cisalhamento destes solos.

BENDER (1985) observou que quanto menor o grau de saturação do solo maior é a erosão quando submetido às chuvas. Nestes casos a erosão é muito intensa nos instantes iniciais sofrendo uma redução gradativa ao longo do tempo, sendo este comportamento compatível com o que se observa em solos colapsíveis: quanto maior a sucção inicial maior o colapso quando do umedecimento. Portanto, é de se esperar que o horizonte sub-superficial onde o solo é colapsável, sofra maior erosão que aquele sobrejacente.

Considera-se o horizonte sub-superficial mais sujeito à erosão nos casos em que estes sejam saprolíticos. No entanto o verificado por BENDER (1985), foge a este padrão já que o horizonte mais erodível é um solo maduro, em fase de laterização, sem quaisquer sinais de estruturas da rocha mãe. Esta observação está de acordo com o que foi relatado por Fonseca e Ferreira (1981), que estudaram a erodibilidade em taludes de solos residuais de gnaisse, concluindo que os solos mais maduros são mais resistentes ao processo erosivo. Isto justificaria a maior erodibilidade dos horizontes sub-superficiais.

Rodrigues et al. (1981) estudando os parâmetros físicos de voçorocas no interior paulista, associaram a erodibilidade dos solos com sua compressibilidade. Citam que os solos estudados tinham comportamento colapsável. Como entretanto, tratava-se de um solo arenoso a propriedade que mais se destaca, neste caso, é a textura.

A erosividade da chuva é a sua habilidade potencial em causar erosão. Ocorre em função das características físicas das chuvas.

CARVALHO (1992) testou a eficiência do índice de erosividade EI30 para o Estado de São Paulo concluindo que tal índice atendeu de maneira satisfatória às conveniências práticas e aos interesses do desenvolvimento da equação universal de perdas do solo para o local.

ALBUQUERQUE et al. (1994) recomendaram o índice de erosividade EI30 para estimar as perdas de solo de Caruaru (PE).

A erosividade da chuva do município de Campinas (SP) foi estudada por LOMBARDI NETO (1977) através do EI30. Foram utilizados dados de 22 anos de precipitação pluviométrica, obtendo-se um fator R de 6.667 MJ.mm.ha.-1 h-1.ano-1.

CARVALHO et al. (1989) estudaram a erosividade da chuva do município de Mococa pelo índice EI30. Observaram que o fator R local foi de 7.747 MJ.mm.ha.-1 h-1.ano-1.

BERTOL (1993) determinou o índice de erosividade através do EI30 para o município de Lages (SC), obtendo um valor médio anual de 5.694 MJ.mm.ha.-1 h-1.ano-1.

BERTOL (1994) avaliou também a erosividade da chuva na localidade de Campos Novos (SC), no período de 1981 a 1990, através do índice EI30, obtendo um índice médio anual de 6.329 MJ.mm.ha.-1 h-1.ano-1.

Numa tentativa de se obter uma estimativa precisa do EI30, uma vez que para muitos locais do Estado de São Paulo não existem pluviógrafos, LOMBARDI NETO (1977) correlacionou o índice de erosividade médio mensal de Campinas (SP) com um coeficiente de chuva, dado pela expressão:

$$Rc = Pm^2 / Pa$$

onde: Rc é o coeficiente de chuva em mm; Pm é a precipitação média mensal em mm, e Pa é a precipitação média anual em mm.

Da mesma forma, CARVALHO (1987) e CARVALHO et al. (1991), estudaram a correlação entre o índice de erosividade EI30 médio mensal e o coeficiente de chuva de Mococa (SP), para um período contínuo de análise de dados de 20 anos. A equação obtida foi a seguinte.

$$EI30 = 111,173.Rc^{0,691}$$

onde: EI30 é o índice de erosividade médio mensal em MJ.mm/ha.h,ano e Rc é o coeficiente de chuva em mm.

Para uma primeira aproximação na caracterização da erosividade da chuva na porção oriental do estado do Paraná. Carvalho (1994) propôs uma hierarquização desses índices, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3

Classes de erosividade da chuva média anual

Classes de erosividade	Valores de R (t.m.mm / ha.h.ano)
------------------------	-------------------------------------

1 - Muito baixa	$R < 250$
2 - Baixa	$250 < R < 500$
3 - Média	$500 < R < 750$
4 - Alta	$750 < R < 1000$
5 - Muito Alta	$R > 1000$

Fonte: Adaptado de Carvalho, (1994).