

# MANUAL TÉCNICO DE ENCOSTAS

DRENAGEM  
E PROTEÇÃO  
SUPERFICIAL

VOLUME 2

**PREFEITURA DO RIO**  
SECRETARIA MUNICIPAL DE OBRAS

**GEORIO**  
FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA  
DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO



## ÍNDICE

<b>PRÓLOGO</b> .....	<b>4</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>5</b>
<b>2. DRENAGEM E PROTEÇÃO SUPERFICIAL</b> .....	<b>8</b>
2.1 INTRODUÇÃO .....	8
2.2 BALANÇO HÍDRICO.....	8
2.3 - DRENAGEM SUPERFICIAL E PROTEÇÃO DE TALUDE .....	10
2.4 – DRENAGEM SUBSUPERFICIAL .....	41
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>61</b>
<b>ANEXO I - DRENAGEM</b> .....	<b>63</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Esquema do ciclo hidrológico .....	9
Figura 2.2 - Diferentes processos de infiltração (Gerscovich, 1994) .....	10
Figura 2.3 - Sistema de drenagem superficial de talude .....	11
Figura 2.4 - Canaleta chumbada em rocha no contato com Talus/Colúvio .....	11
Figura 2.5 - Canaleta chumbada na rocha.....	11
Figura 2.6 - Curvas relacionando intensidade de precipitação, tempo de duração e de recorrência com basea em registros no Jardim Botânico .....	14
Figura 2.7 - Ábaco para dimensionamento de canaletas, largura $b= 0,60m$ .....	18
Figura 2.8 - Ábaco para dimensionamento de canaletas, largura $b= 0,90m$ .....	19
Figura 2.9 - Canaleta transversal com seção circular (GEO, 1995).....	22
Figura 2.10 - Canaleta longitudinal de descida (GeoRio).....	22
Figura 2.11 - Caixa de passagem (GeoRio).....	22
Figura 2.12 - Acúmulo de material sólido (GEO, 1995) .....	23
Figura 2.13 - Escada de acesso (GEO, 1995) .....	23
Figura 2.14 - Barragens de dissipação .....	25
Figura 2.15 - Detalhe de caixa de passagem (GEO, 1984).....	27
Figura 2.16 - Caixa de passagem com sistema de retenção de material sólido fino (GCO,1984) .....	28
Figura 2.17 - Esquema de dispositivo de retenção de material sólido grosso (GCO,1984) ....	29
Figura 2.18 - Junção de canal de descida em degraus e canal na base do talude (GCO,1984)30	
Figura 2.19 - Bacia de amortecimento (DNER, 1990) .....	31
Figura 2.20 - Cobertura vegetal com canaletas de drenagem (GEO, 1995) .....	32
Figura 2.21 - Cobertura com concreto projetado (GEO, 1995) .....	32
Figura 2.22 - Detalhe de plantio de vegetação em taludes com proteção impermeável (GCO, 1984) .....	33
Figura 2.23 - Grama combinada com solução de estabilização em cortina ancorada (GeoRio) .....	35
Figura 2.24 - Vista inicial do talude (GeoRio) .....	36
Figura 2.25 - Aplicação da tela vegetal (GeoRio) .....	36
Figura 2.26 - Após germinação.....	36
Figura 2.27 - Detalhe da geomanta (MacGuide, 1999) .....	37
Figura 2.28 - Esquema de aplicação (MacGuide, 1999).....	37

Figura 2.29 - Vista geral de talude protegido com geomanta (MacGuide, 1999) .....	37
Figura 2.30 - Esquema de aplicação (MacGuide, 1999).....	38
Figura 2.31 - Desenvolvimento de vegetação (MacGuide, 1999) .....	38
Figura 2.32 - Detalhe da geocélula (MacGuide, 1999).....	38
Figura 2.33 - Instalação de geocélula em talude (MacGuide, 1999) .....	38
Figura 2.34 - Concreto projetado combinado com solução de estabilização.....	40
Figura 2.35 - Impermeabilização superficial com blocos (GEO, 1995).....	41
Figura 2.36 - Esquema de instalação de drenos subhorizontais.....	43
Figura 2.37 - Ábacos para pré-dimensionamento de tubos de drenagem ( $0,5 < H_u/H, 0,7$ ) (DNER, 1990).....	44
Figura 2.38 - Ábacos para pré-dimensionamento de tubos de drenagem ( $0,5 < H_u/H, 0,7$ ) (DNER, 1990).....	45
Figura 2.39 - Esquemas de trincheiras drenantes.....	49
Figura 2.40 - Dimensionamento de tubo – rebaixamento do lençol d’água .....	49
Figura 2.41 - Esquema de utilização de drenos (Poterfield, 1994).....	53
Figura 2.42 - Detalhe de instalação de geodreno (Poterfield, 1994) .....	54
Figura 2.43 - Redes de fluxo em drenos internos .....	55
Figura 2.44 - Redes de fluxo em drenos internos sujeitos a processos de infiltração.....	56
Figura 2.45 - Muro com contrafortes .....	57
Figura 2.46 - Sistemas de drenagem em muros de contenção – dreno inclinado .....	58
Figura 2.47 - Sistemas de drenagem em muros de contenção .....	59

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Estimativa do tempo de concentração (Alcântara, 1962) .....	13
Tabela 2.2 - Tempo de recorrência em função do tipo de obra e natureza de ocupação (Tucci et al., 1995) .....	15
Tabela 2.3 - Coeficientes de escoamento superficial (Tucci et al., 1995) .....	15
Tabela 2.4 - Grandezas hidráulicas (DNER, 1990) .....	17
Tabela 2.5 - Valores para o coeficiente de rugosidade de Manning ( $n$ ) (Neves, 1974).....	20
Tabela 2.6 - Velocidades máximas admissíveis para a água (DNER, 1990).....	21
Tabela 2.7 - Detalhe de dimensionamento de canaleta com proteção lateral .....	24
Tabela 2.8 - Detalhe de canaleta de descida em degraus .....	26
Tabela 2.9 - Influência da inclinação do talude no estabelecimento da cobertura vegetal (GCO, 1984) .....	34
Tabela 2.10 - Critério de dimensionamento de filtro granular (GCO, 1984) .....	47
Tabela 2.11 - Valores médios de permeabilidade (DNER, 1990) .....	48
Tabela 2.12 - Critério de dimensionamento de geotêxtil (CFGG, 1989).....	52

## Prólogo

---

O Manual Técnico de Encostas da GeoRio, publicado em 1999, sob a coordenação geral do Eng Hélio Brito, contou com uma equipe de especialistas geotécnicos.

**Editores:** Dr Alberto Ortigão (UFRJ) e Prof Dr Alberto Sayão (PUC-RJ).

Volume	Título do capítulo	Autores
1	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Rochas e solos	H Penha
	Movimentos de massa	H Penha
	Investigações geotécnicas	A Ortigão & H Brito
	Estabilidade de taludes em solos	A Sayão
	Estabilidade de taludes em rochas	A Ortigão & H Brito
	Escolha da solução	A Ortigão & H Brito
	Instrumentação	A Ortigão
2	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Drenagem e proteção superficial	D Gerscovitch
3	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Muros	A Sayão
	Reforço com geossintéticos	E M Palmeira
4	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Ancoragens e grampos	A Ortigão & H Brito
	Cortinas ancoradas	A Ortigão & H Brito
	Solo grampeado	A Ortigão & E M Palmeira
	Estabilização de taludes em rocha	A Ortigão & H Brito
	Concreto projetado	A Moraes & A Ortigão

# 1. Introdução

---

## APRESENTAÇÃO

Este manual é um guia de projeto de drenagem e proteção superficial de taludes. Acompanham especificações para execução e desenhos típicos.

O Manual foi concebido como um instrumento para o engenheiro experiente, reunindo em um só volume as técnicas mais usuais de estabilização. Não é um livro-texto, mas uma orientação sobre a boa prática de projeto e execução.

## ORGANIZAÇÃO DO MANUAL

A solução de estabilização que apresenta em geral a maior relação benefício-custo é a drenagem. Neste Manual apresentam-se os critérios de dimensionamento e projeto de estruturas de drenagem, visando os tenham melhor qualidade de execução e durem mais, a um custo adicional marginal. O uso de geossintéticos foi ampliado e, ao contrário, o uso de drenos subhorizontais profundos foi limitado ao emprego como solução provisória, devido à perda de eficiência de drenagem por colmatação. O Manual sugere soluções de drenagem de face posterior de muros com o uso de geossintéticos, em lugar dos drenos de face. Além de ser uma solução barata, evita-se o escoamento sobre a face do muro, que às vezes leva à uma aparência desagradável. Quanto à proteção superficial, este capítulo abrange: o revestimento de concreto projetado, que é detalhado em um anexo, e os métodos *verdes* de proteção vegetal como as telas vegetais, com ou sem o uso de geossintéticos.

## FORMATO

O Manual contém uma grande quantidade de figuras, ábacos e fotos. Estas provêm dos arquivos da GeoRio, que existem graças à dedicação de mais de quarenta anos do fotógrafo Sr. Ary Maciel, e por cessão algumas empresas, como a Este Engenharia, Geoflex, Geokon e dos arquivos pessoais dos autores.

## ELABORAÇÃO DO MANUAL

O Manual de Encostas da GeoRio resultou de um contrato intitulado “*Elaboração de Manuais Técnicos de Projetos, Especificações e Execução para Obras de Estabilização*”, contrato 091/98, entre a GeoRio e a Insitutek Ltda, que contou com uma equipe de especialistas geotécnicos para elaboração.

A coordenação e editoração dos trabalhos foi realizada pelo Dr A. Ortigão (UFRJ), assistido pelo Dr A. Sayão (PUC-Rio).

- Os capítulos de ***Geologia e Movimentos de Massa*** foram de elaborados pelo Dr H Penha (UFF),
- O Capítulo de ***Drenagem e Proteção Superficial*** pela Dr<sup>a</sup> Denise Gerscovich (Uerj);
- Os capítulos de ***Muros e Estabilidade de Taludes em Solo***, pelo Dr A Sayão;
- O capítulo de ***Geossintéticos***, Dr E M Palmeira (UnB).
- Os capítulos de ***Investigações, Estabilidade de Taludes em Rocha, Cortinas, Solo Grampeado, Estabilização de Taludes em Rocha e Instrumentação*** foram elaborados do Dr A Ortigão, assistido pelo professor Eng C J R d'Ávila, UFRJ, na eletrônica aplicada à instrumentação.
- O capítulo de ***Dimensionamento Estrutural*** foi elaborado pelo engenheiro J R Oliveira da Insitutek.
- O capítulo de ***Concreto Projetado*** foi elaborado pelo engenheiro A Moraes da Belgo Mineira-Bekaert e pelo Dr A Ortigão.
- O apoio técnico e editorial para elaboração do Manual foi coordenado pela Eng<sup>a</sup> Lúcia Alves.

<p><b>EQUIPE DA GEORIO</b>  A Fiscalização do contrato 091/98 entre a GeoRio e a Insitutek Ltda, intitulado “<i>Elaboração de Manuais Técnicos de Projetos, Especificações e Execução para Obras de Estabilização</i>”, foi exercida pela GeoRio que designou os engenheiros Helio G de Brito Filho e Marcio J M Machado.</p>	
Coordenação	Eng Helio G de Brito Filho (Diretor da Diretoria DEP) e Eng Marcio Mac (Gerente de Obras)
Análise e revisão de textos	Eng Helio G de Brito Filho (Diretor da Diretoria DEP) Eng Marcio Machado (Gerente de Obras) Eng Luiz Otávio Vieira (Assessor da Diretoria) Eng Renato Gerardini de Oliveira (Gerente de Projetos) Geól. Ricardo D’Orsi (Gerente de Programas Especiais) Geól. Claudio Amaral (Gerente de Gologia) Eng R L Feijó
Elaboração e revisão de desenhos	Eng Luiz Otávio Vieira (Assessor da Diretoria) Eng Renato Gerardini de Oliveira (Gerente de Projetos) Eng <sup>a</sup> Aidê Carramão Eng <sup>a</sup> Helena Quaresma Eng <sup>a</sup> Eclair Cardoso Eng Geraldo Baptista (Diretor de Estruturas) Eng Marcus Bergman
Revisão das especificações	Eng Sergio Correa (Diretor da Diretoria de Obras) Eng Aldo Rosa (Diretor da Diretoria de Fiscalização e Licenciamento) Eng Helio G de Brito Filho (Diretor da Diretoria DEP) Eng Marcio Machado (Gerente de Obras) Eng Andre Merlino Eng Fábio Lessa (Gerente de Obras) Eng A Carlos Guedes
Cálculo de custos comparativos entre soluções	Eng Fábio Lessa (Gerente de Obras) Eng Andre Merlino

## 2. Drenagem e Proteção Superficial

---

### 2.1 INTRODUÇÃO

A instabilização de taludes naturais se deve a diversos fatores, tais como: ação do homem (cortes e aterros), variações das condições hidrológicas do talude etc. Independentemente das soluções adotadas para estabilização de uma encosta, o controle das condições de drenagem é fundamental e se faz presente em todos os projetos. Em alguns casos, a simples utilização de um sistema de drenagem, combinado com elementos de proteção superficial, pode se apresentar como uma solução suficiente para conter o mecanismo de instabilização.

Este capítulo trata dos efeitos da água na estabilidade do talude e descreve os métodos para dimensionamento de sistemas de drenagem superficial, proteção de talude e drenagem profunda.

### 2.2 Balanço hídrico

Na natureza existe um sistema de circulação de água que envolve processos de precipitação, condensação e evaporação. Este sistema, denominado ciclo hidrológico, está esquematicamente representado na Figura 2.1. A equação que estabelece os componentes deste processo, denominada balanço hidrológico, pode ser expressa da seguinte forma:

$$P = Q + E + I + \Delta W + \chi$$

onde  $P$  representa a precipitação total;  $Q$  o fluxo superficial (*runoff*),  $E$  a parcela perdida por evapotranspiração;  $\Delta W$  a variação do nível do reservatório (rios, lagos e mares);  $I$  a variação de umidade do solo decorrente do processo de infiltração, e  $\chi$  perdas adicionais, que incluem interceptação pela vegetação e armazenamento parcial em depressões superficiais.



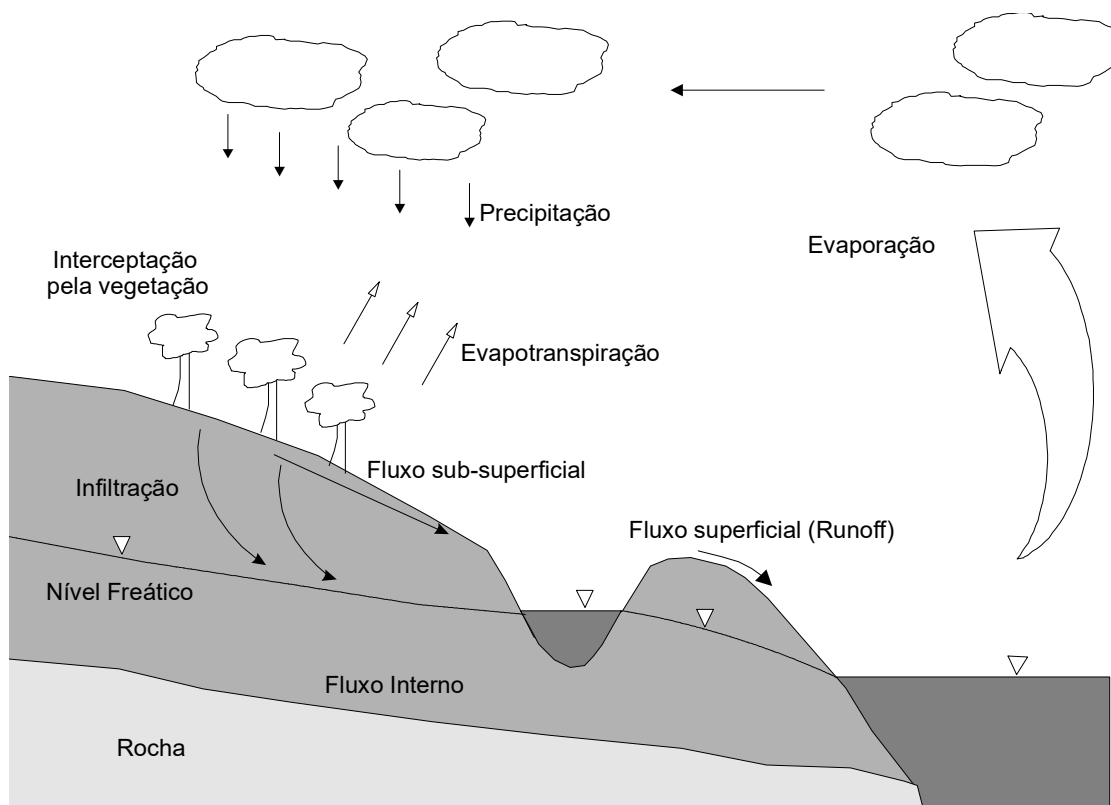


Figura 2.1 - Esquema do ciclo hidrológico

Quando uma determinada quantidade de água chega à superfície de um solo não saturado, inicia-se um processo de infiltração, essencialmente vertical, em decorrência da ação conjunta de forças capilares e gravitacionais.

Dependendo da intensidade de chuva e duração da chuva, do ângulo do talude, da capacidade de infiltração do solo (infiltrabilidade) etc. é possível encontrar situações em que todo o volume de água é absorvido pelo solo ou situações em que parte deste volume escorre superficialmente (*runoff*). Conforme o esquema apresentado na Figura 2.2, sempre que a intensidade de chuva for inferior à infiltrabilidade, a infiltração se dará continuamente. Caso contrário, quando a intensidade de chuva for superior à infiltrabilidade, haverá um acúmulo de água na superfície/*runoff* e a taxa de infiltração se igualará à permeabilidade saturada.

O *runoff* é mais intenso em regiões em que a cobertura vegetal e a espessura de solo são pequenas. Similarmente, em áreas urbanas densamente ocupadas (por exemplo, favelas), o fluxo superficial representa uma elevada porcentagem do volume de água precipitada. Em áreas com vegetação densa e perfis de solo bem desenvolvidos, a parcela correspondente ao *runoff* é em geral pequena, tornando-se mais importante quando a duração da chuva é prolongada. A presença de vegetação, além de interceptar parte do volume precipitado, possibilita a formação de camadas superficiais de solo de alta condutividade hidráulica, que facilitam o processo de infiltração (Selby, 1982; Harr, 1977).

Na literatura existem algumas proposições para estimativa do *runoff*. Embora esses modelos sejam úteis para se entender a influência da topografia na hidrologia de taludes, eles apresentam restrições importantes, uma vez que foram estabelecidos em função de um número limitado de medições de campo (GCO, 1986; Coelho Neto, 1987).

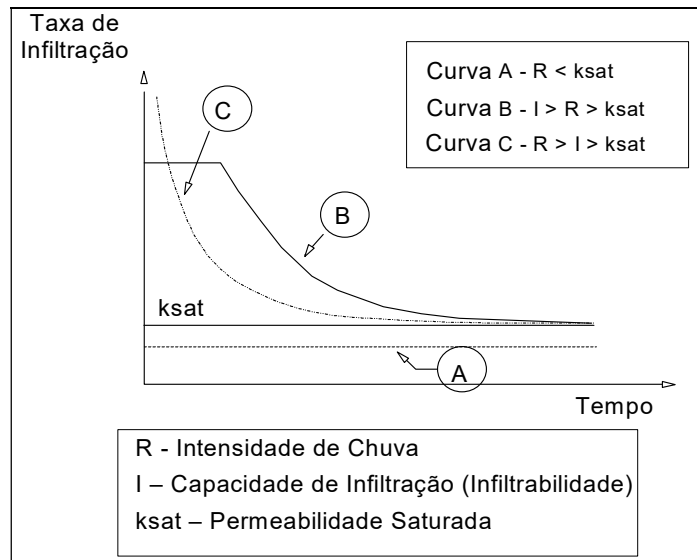


Figura 2.2 - Diferentes processos de infiltração (Gerscovich, 1994)

Convém ressaltar que quando se avaliam processos de infiltração com o objetivo de observar mudanças nas condições hidrológicas de um talude, deve-se considerar não só a potencialidade de infiltração superficial, decorrente das chuvas, mas também a influência do embasamento rochoso. Sistemas de fraturas, interconectados, podem ser saturados em eventos pluviométricos e gerar processos internos de infiltração (Wilson, 1988).

Além disso, no que diz respeito à quantificação do *runoff*, deve-se avaliar a possibilidade de surgência de água na superfície do talude, em virtude da interceptação de linhas freáticas associadas a níveis d'água suspensos (Selby, 1982).

### 2.3 - Drenagem superficial e proteção de talude

Projetos de drenagem superficial têm por objetivo melhorar as condições de estabilidade, reduzindo processos de infiltração. Em geral, independentemente da solução de estabilização, os projetos combinam aspectos de drenagem, assim como de proteção superficial.

A erosão em taludes é causada pelos escoamentos superficial e subsuperficial. Os fatores controladores deste fenômeno são a precipitação de chuva (intensidade e total pluviométrico) e a energia cinética associada, as propriedades do solo (textura, densidade, porosidade, teor de matéria orgânica, pH do solo etc.), o tipo e a porcentagem de cobertura vegetal e, finalmente, a geometria da encosta (inclinação, comprimento e forma) (Guerra e Cunha, 1994).

Não existe um índice universalmente aceito para se definir o potencial de erodibilidade dos solos, apesar dos diversos ensaios para este fim (ensaio de dispersão, esmagamento e puncionamento). Com base no sistema unificado de classificação e nos limites de consistência, Gray e Leiser (1982) sugerem uma hierarquia para o grau de erodibilidade dos solos: [ML>SM>SC>MH>OL] >> [CL>CH>GM>GP>GW].

#### Drenagem Superficial

Sistemas de drenagem superficial devem captar e conduzir as águas que incidem na superfície do talude, considerando-se não só a área da região estudada como toda a bacia de captação.

Diversos dispositivos podem ser selecionados para o projeto, dependendo da natureza da área (ocupação densa, com vegetação etc.), das condições geométricas do talude, do tipo de material (solo/rocha). Alguns exemplos de sistemas de drenagem estão mostrados nas Figuras de 3 a 5, apresentando soluções adotadas no Rio de Janeiro em taludes em solo e em rocha.



**Figura 2.3 - Sistema de drenagem superficial de talude**



**Figura 2.4 - Canaleta chumbada em rocha no contato com Talus/Colúvio**



**Figura 2.5 - Canaleta chumbada na rocha**

A cidade do Rio de Janeiro tem muitas encostas ocupadas por favelas e, devido à ocupação desordenada e à inexistência de condições de saneamento nestes locais, sistemas de drenagem aí implantados devem prever a captação de fluxos adicionais, como esgoto e/ou águas de uso residencial.

Dimensionamento hidráulico

O dimensionamento hidráulico de dispositivos de drenagem depende da estimativa da descarga de contribuição, cujo valor é função de parâmetros tais como: área de captação, precipitação de projeto, características geométricas, condições superficiais (cobertura vegetal, impermeabilização etc.). Com base nesses parâmetros, dimensiona-se o dispositivo de drenagem mediante a comparação entre a velocidade admissível com a velocidade de escoamento calculada.

### Vazão de contribuição

O método racional é o procedimento mais utilizado para a determinação da vazão de contribuição, em virtude da sua simplicidade e pelo fato de fornecer bons resultados, em particular em pequenas áreas de captação, de até 100ha. (Sousa Pinto et al., 1976)

Neste método, a vazão é calculada a partir da seguinte expressão:

$$Q = \frac{c i A}{3600}$$

onde  $Q$  é a máxima vazão de contribuição ( $m^3/s$ );  $c$  o coeficiente de escoamento superficial, função da geometria e condições de cobertura superficial;  $i$  a intensidade de precipitação de projeto ( $mm/h$ ), função do tempo de concentração, e  $A$  a área de captação ( $m^2$ ).

Ressalta-se que em regiões de favelas, em face da ocupação desordenada e da inexistência de condições de saneamento, as vazões de contribuição devem ser corrigidas de forma a incluir vazões adicionais decorrentes da captação de esgoto.

### Área de captação

Define-se como área de captação a região delimitada por divisores de água das vertentes laterais e a montante, considerando como referência a seção de estudo. Sua determinação é feita com base em levantamentos topográficos, aerofotogramétricos ou expeditos, considerando que o fluxo superficial ocorre perpendicularmente às curvas de nível.

Quando a área a ser projetada já dispõe de subsistemas de drenagem que interferem na hidrologia do talude, os efeitos destas construções devem ser considerados no dimensionamento global do sistema de drenagem. Entretanto, os cálculos de vazão de contribuição podem ser realizados independentemente da existência desses sistemas e considerando-se, portanto, toda a área de captação.

### Tempo de concentração

Define-se como tempo de concentração o tempo máximo necessário para uma partícula de água se deslocar entre os limites da área de concentração e o sistema de drenagem que se deseja projetar; ou seja, o tempo necessário para que toda a área de captação passe a contribuir para a vazão total de projeto. De maneira geral, o tempo de concentração depende de parâmetros como: área da bacia, topografia do terreno (declividade, morfologia), tipo de recobrimento superficial etc.

Em áreas urbanas, o tempo de concentração pode ser subdividido em duas parcelas: tempo necessário para atingir a rede de drenagem e tempo de translação ao longo da própria rede.

Existem diversas fórmulas empíricas e ábacos que fornecem o valor do tempo de concentração em função das características físicas da bacia, sua ocupação e, eventualmente, da intensidade de chuva. (Tucci et al., 1995; Sousa Pinto et al., 1976; GCO, 1984). Entre estas cita-se a equação proposta por Bransby-Williams, desenvolvida para áreas naturais de captação, que estabelece:

$$t = 0,14465 \left[ \frac{L}{H^{0,2} A^{0,1}} \right]$$

onde  $t$  é o tempo de concentração (min);  $A$  a área de captação ( $m^2$ );  $H$  a diferença média entre a cota do divisor de águas a montante e a cota do projeto, normalizado por cada 100m em planta ( $m/100m$ ), e  $L$  a máxima distância a ser percorrida por uma partícula de água (m). Ribeiro (1961), baseado na experiência brasileira, propõe:

$$t = \frac{16 \times L}{(1,05 - 0,2 \times p)(100 \times S)^{0,04}}$$

onde  $t$  é o tempo de concentração (min);  $L$  a distância média a ser percorrida por uma partícula de água ao longo do talvegue (km);  $p$  a porcentagem decimal da área da bacia coberta pela vegetação, e  $S$  a declividade média (m/m).

Por serem empíricas, as expressões em geral fornecem bons resultados em condições semelhantes às de suas determinações. A adoção de qualquer dessas fórmulas deve ser precedida de análise criteriosa para evitar emprego indevido e, conseqüentemente, estimativa incorreta do tempo de concentração.

Nos casos em que a distância média a ser percorrida pela partícula de água ( $L$ ) é inferior a 60m, é possível, como uma primeira aproximação, estabelecer valores para os tempos de concentração como os indicados na Tabela 1.

Ressalta-se que o erro na estimativa do tempo de concentração será tanto mais grave quanto menor a duração a ser considerada, uma vez que é maior a variação da intensidade com o tempo.

**Tabela 2.1 - Estimativa do tempo de concentração (Alcântara, 1962)**

Natureza da area	Declividade (i)	
	i < 3%	i > 3%
Área de construção densa	10min	7min
Área residencial	12min	10min
Parques e jardins e campos	13min	12min

### Intensidade média de precipitação

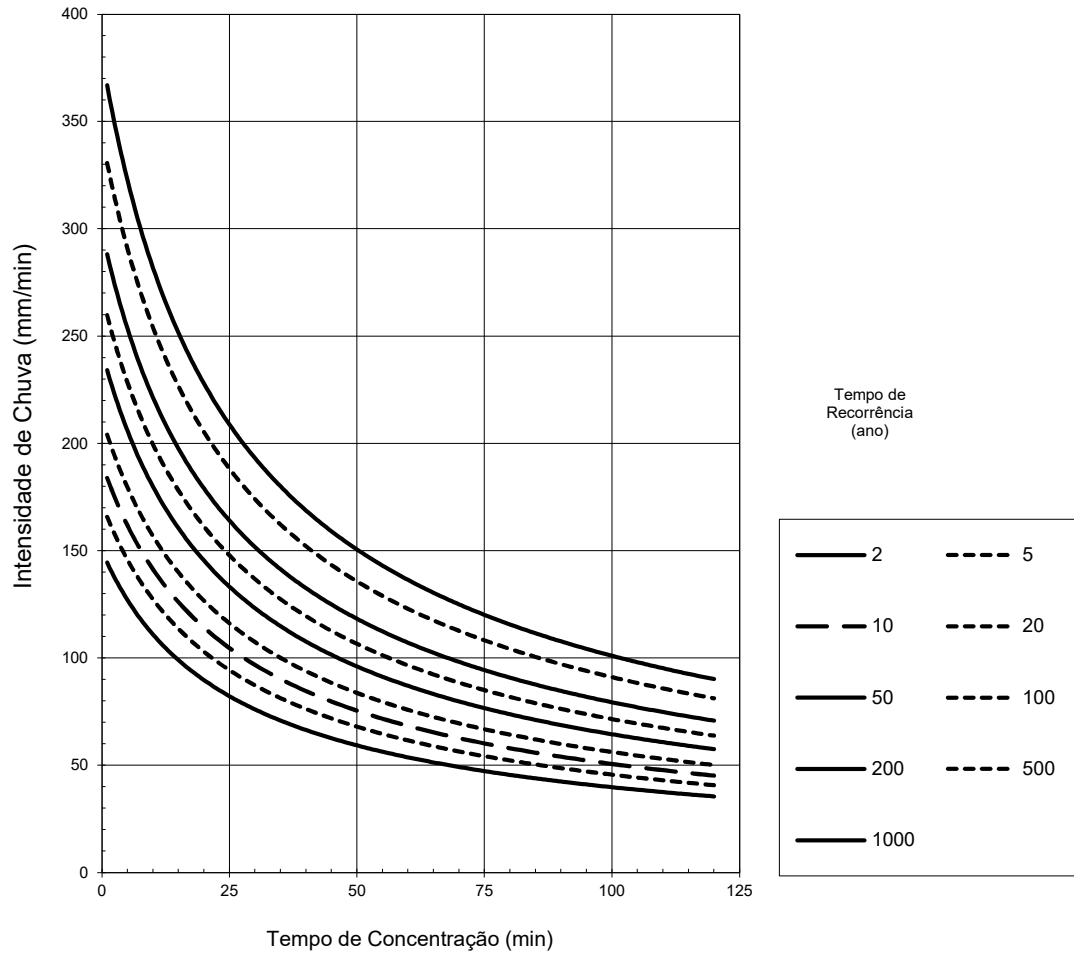
A intensidade de precipitação, no método racional, representa um valor médio a ser estabelecido em um determinado tempo e espaço.

Define-se como intensidade de precipitação instantânea a relação entre o acréscimo de precipitação e o espaço de tempo em que esta ocorre, sendo este valor variável ao longo do tempo. A intensidade média de precipitação de projeto deve, então, estar associada à maior média observada num certo intervalo de tempo, considerando-se um determinado período de recorrência. Com base em análises estatísticas de registros pluviométricos é possível construir curvas relacionando-se intensidade de chuva, freqüência de ocorrência e tempo de duração, conforme o gráfico apresentado na Figura 2.3, desenvolvido a partir de registros de uma estação pluviométrica instalada no Jardim Botânico.

Como a intensidade média de precipitação reduz com o tempo de duração da chuva, a maior vazão de contribuição ocorrerá quando a duração da chuva for igual ao tempo de concentração. Assim sendo, o tempo de duração que corresponde à situação crítica a ser adotada em projeto será igual ao tempo de concentração.

Dependendo do projeto de drenagem, tempos de recorrência maiores ou menores podem ser adotados. Em taludes íngremes, quando a estabilidade global pode ser severamente afetada por um mau funcionamento do sistema de drenagem, sugere-se a adoção de tempos de recorrência bastante elevados, podendo chegar a 200 anos. Para situações menos complexas, é possível utilizar tempos de recorrência menores, da ordem de 10 anos. De uma forma geral, a Tabela 2 apresenta valores de tempo de recorrência em função da natureza de ocupação e tipo de obra.





**Figura 2.6 - Curvas relacionando intensidade de precipitação, tempo de duração e de recorrência com base em registros no Jardim Botânico**

**Tabela 2.2 - Tempo de recorrência em função do tipo de obra e natureza de ocupação (Tucci et al., 1995)**

Tipo de obra	Natureza de Ocupação	Tempo de Recorrência (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviço público	5
	Aeroportos	2-5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50-100
	Áreas de importância específica	500

### Coefficiente de Escoamento Superficial

Do volume precipitado sobre o talude somente uma parcela escoar superficialmente. No método racional, o parâmetro  $c$  tem a função de estabelecer a relação entre os volumes escoado e precipitado. A quantificação do *runoff* é extremamente difícil, uma vez que depende de fatores como: distribuição da chuva, geomorfologia, rede de drenagem preexistente, condições antecedentes de umidade etc.

Várias proposições empíricas e alguns ábacos têm sido propostos para estimativa do coeficiente de escoamento superficial em função da ocupação do solo. (Tucci et al., 1995; Fendrich et al, 1988) A Tabela 3 sugere valores para o coeficiente de escoamento superficial adotados pela prefeitura de São Paulo, válidos para tempos de recorrência da ordem de 5 a 10 anos.

**Tabela 2.3 - Coeficientes de escoamento superficial (Tucci et al., 1995)**

Ocupação do solo	C
Edificação muito densa: partes centrais densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
Edificação não muito densa: partes adjacentes ao centro de menor densidade de habitações, mas com ruas calçadas e pavimentadas	0,60 a 0,70
Edificação com poucas superfícies livres: partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
Edificação com muitas superfícies livres: partes residenciais com ruas pavimentadas, mas com muitas áreas verdes	0,25 a 0,50
Subúrbios com alguma pavimentação: partes de arredores e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
Matas, parques e campos de esportes: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação	0,05 a 0,20

Para períodos de recorrência maiores, recomenda-se corrigir o valor do coeficiente de escoamento superficial, através da seguinte expressão:

$$C_{\text{corrigido}} = 0,8T^{0,1}C$$

onde  $T$  é o tempo de recorrência (anos) e  $C$  o valor do coeficiente de escoamento obtido na Tabela 3.

Em face das incertezas na determinação deste parâmetro, recomenda-se, no caso de taludes, a adoção do valor 1,0, embora este acarrete uma superestimativa dos volumes escoados, particularmente quando a superfície do talude possui cobertura vegetal.

### Velocidade de escoamento

Fixada a seção do dispositivo de drenagem a ser projetado e determinada a vazão de contribuição, calcula-se a velocidade de escoamento neste sistema.

O dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem baseia-se no regime de fluxo estabelecido no interior do canal, o qual pode ser classificado em função da quantidade de energia associada ao processo de fluxo:

$$E = y + \frac{v^2}{2g}$$

onde  $y$  é a altura de lâmina d'água;  $v$  a velocidade de escoamento e  $g$  a aceleração da gravidade. Define-se como regime crítico aquele que se realiza com o mínimo de energia. Para uma dada vazão, um aumento da declividade da canaleta acarreta uma redução da altura da lâmina d'água no interior do canal e, conseqüentemente, uma mudança na velocidade de escoamento.

Em um regime crítico, a relação entre a velocidade de escoamento e a altura da lâmina d'água, conhecida como número adimensional de Froude ( $F$ ), deve satisfazer a seguinte equação:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g y}} = 1$$

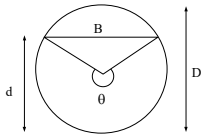
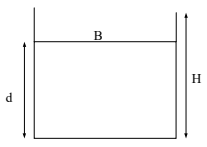
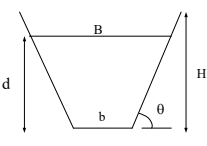
onde  $v$  é a velocidade de escoamento (m/s);  $y$  a altura de fluxo (m) e  $g$  a aceleração da gravidade ( $m/s^2$ ).

Considerando-se a ocorrência de fluxo uniforme, a velocidade de escoamento pode ser calculada a partir da fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} \{R^{2/3} I^{1/2}\}$$

onde  $v$  é a velocidade de escoamento (m/s);  $n$  o coeficiente de rugosidade de Manning;  $I$  o gradiente longitudinal da valeta (m/m) e  $R$  o raio hidráulico (m), definido como a relação entre área ( $m^2$ ) e perímetro molhados do dispositivo de drenagem. A Tabela 4 apresenta as grandezas hidráulicas associadas às geometrias dos canais.

Tabela 2.4 - Grandezas hidráulicas (DNER, 1990)

Seção tipo	Área molhada (A)	Perímetro molhado (P)	Raio hidráulico (R)	Largura superficial (B)
	$A = \frac{\theta - \text{sen } \theta}{8} D^2$	$P = \frac{\theta}{2} D$	$R = \frac{\theta - \text{sen } \theta}{4\theta} D$	$B = D \text{sen } \frac{\theta}{2}$
	$A = Bd$	$P = B + 2d$	$R = \frac{Bd}{B + 2d}$	B
	$A = b + md$	$P = b + 2d\sqrt{1 + m^2}$	$R = \frac{b + md}{b + 2d\sqrt{1 + m^2}}$	$B = b + 2md$

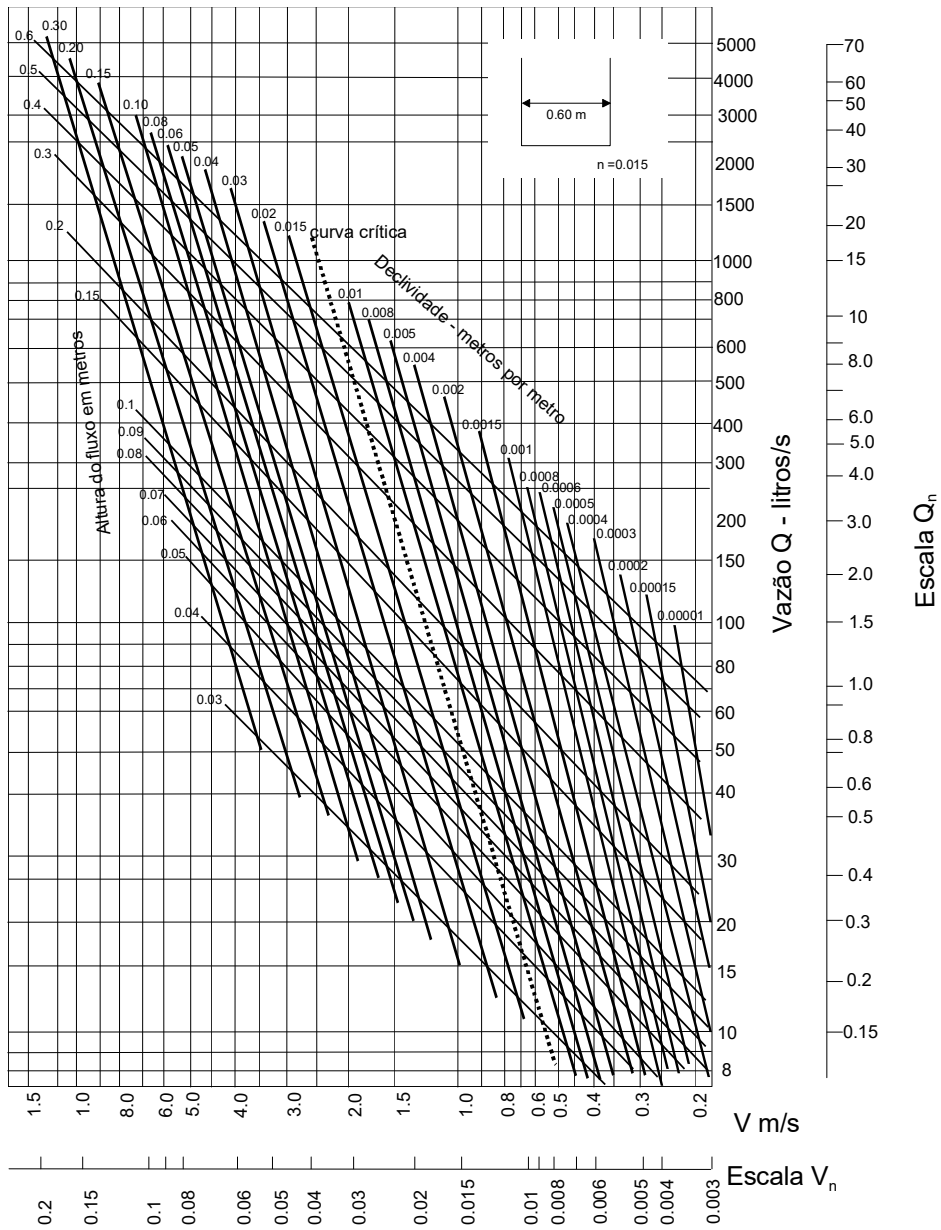
Notas:

- i)  $\theta$  em radianos
- ii)  $m = \cotan(\theta)$

Toda vez que o escoamento se dá a uma declividade superior à correspondente ao escoamento crítico, o regime é classificado como supercrítico; caso contrário este é classificado como subcrítico. Em um fluxo uniforme, o aumento da inclinação da canaleta (regime supercrítico) causa uma redução da altura da lâmina d'água e conseqüente aumento da velocidade de escoamento. Há, entretanto, uma restrição para esta velocidade, função do tipo de revestimento do conduto.

As Figuras 7a e 7b apresentam exemplos de ábacos para dimensionamento de canaletas de drenagem.

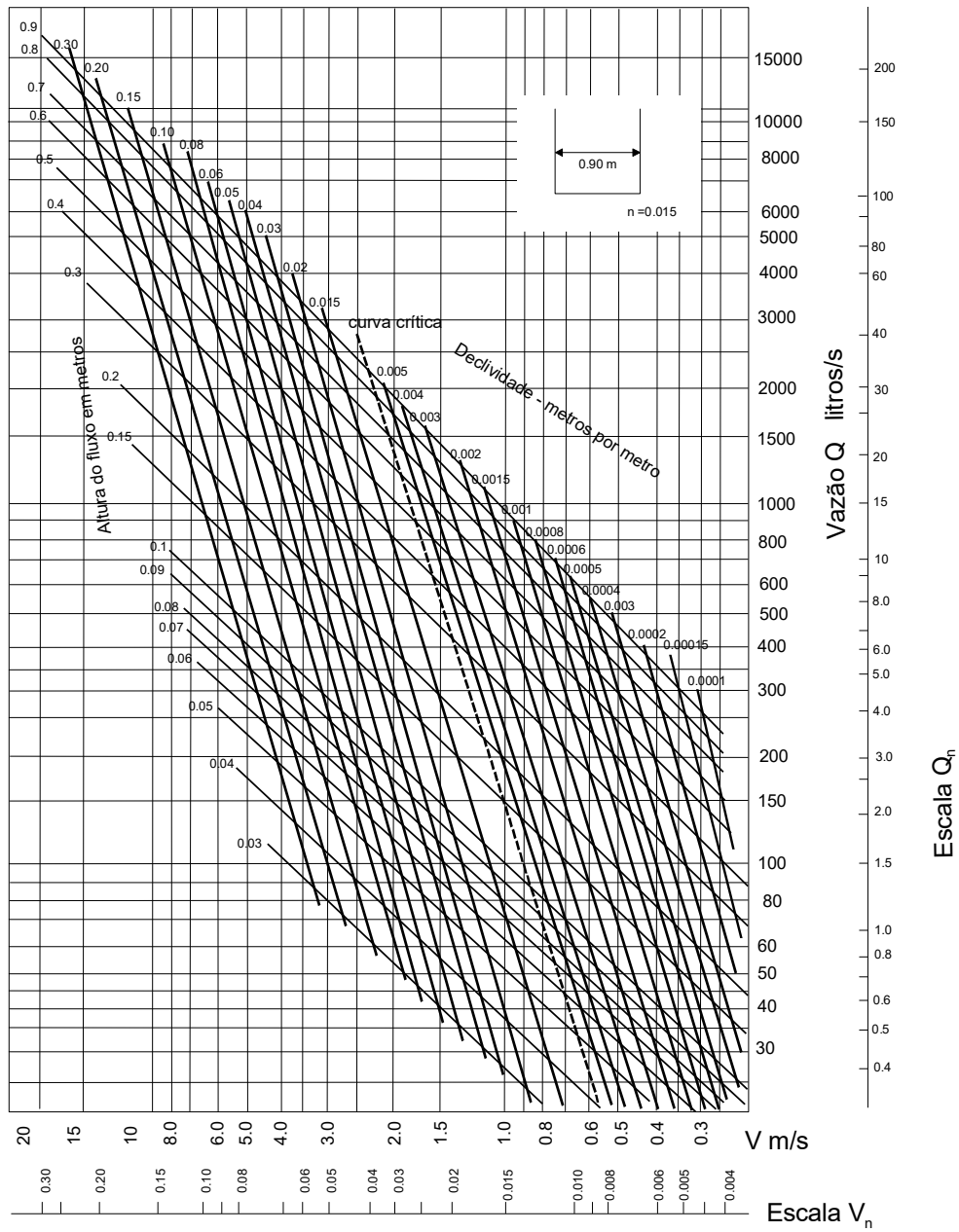
O coeficiente de rugosidade de Manning é um número adimensional, função do tipo de revestimento adotado. Este parâmetro pode variar de 0,01, para o caso de condutos metálicos, a 0,045, para o caso de cortes em rocha áspera e irregular (Tabela 5).



Largura  $b = 0,60\text{ m}$

Figura 2.7 - Ábaco para dimensionamento de canaletas, largura  $b = 0,60\text{ m}$





Largura  $b = 0,90\text{m}$

Figura 2.8 - Ábaco para dimensionamento de canaletas, largura  $b= 0,90\text{m}$

**Tabela 2.5 - Valores para o coeficiente de rugosidade de Manning (*n*) (Neves, 1974)**

Natureza das Paredes	Condições			
	Muito Boas	Boas	Regulares	Más
Tubos de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de tijolos com argamassa de cimento; condutos e esgoto de tijolos	0,012	0,013	0,015	0,017
Superfície de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Superfície de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013	0,015
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014	0,016	0,018
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Calhas metálicas corrugadas (semicirculares)	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canais de terra, retilíneos e uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canais abertos em rocha, lisos e uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canais abertos em rocha, irregulares, ou de paredes de pedra irregulares e mal arrumadas e uniformes	0,035	0,040	0,045	

Em canais, o gradiente longitudinal mínimo é determinado pela velocidade de fluxo suficiente para remover materiais sólidos que vão sendo depositados ao longo do tempo (velocidade de autolimpeza). Este gradiente deve ser tal que a velocidade de escoamento mínima, considerando-se chuvas de pico e um tempo de recorrência de pelo menos dois anos, não seja inferior a 1,3m/s.

#### Metodologia de cálculo

Uma vez calculada a velocidade de escoamento, a vazão de contribuição ( $Q$ ) associada é determinada a partir da equação da continuidade ( $Q=vA$ ) e, em seguida, comparada com a vazão admissível do dispositivo de drenagem pré-selecionado, estabelecendo a necessidade ou não de alterar o projeto original. Em geral a seqüência de cálculo observa os seguintes passos:

- Fixa-se o tipo de seção a ser adotada, deixando a altura a determinar;
- Define-se a declividade da canaleta;
- Fixa-se a velocidade máxima admissível, tendo em vista o tipo de revestimento (Tabela 6);
- Através de tentativas, atribuem-se valores para a altura da lâmina d'água ( $h$ ) e calculam-se os elementos hidráulicos da seção, a velocidade de escoamento e a vazão associada;
- Compara-se a vazão de contribuição com a vazão calculada no item d, avaliando a necessidade ou não de aumentar a altura da lâmina d'água ( $h$ );
- Verifica-se o regime de fluxo em função do número adimensional de Froude. A altura de fluxo deve diferir da crítica dentro de uma faixa de no mínimo 10%.

**Tabela 2.6 - Velocidades máximas admissíveis para a água (DNER, 1990)**

Cobertura superficial	Velocidade máxima (m/s)
Gramma comum firmemente implantada	1,5 - 1,8
Tufos de grama com solo exposto	0,6 – 1,2
Argila	0,8 – 1,3
Areia fina	0,3 - 0,4
Areia média	0,35 - 0,45
Cascalho fino	0,5 – 0,8
Alvenaria de tijolos	2,5
Concreto de cimento Portland	4,5
Aglomerados resistentes	2,0
Revestimento betuminoso	3,0 – 4,0

Ao final do dimensionamento, estabelece-se a borda livre da canaleta, definida como a distância vertical do topo do canal à superfície da água na condição de projeto. Este valor pode ser estimado analiticamente em função da vazão admissível da canaleta e tipo de revestimento. O USBR, por exemplo, recomenda valores de borda livre iguais a 0,3m, para vazões de aproximadamente  $0,3\text{m}^3/\text{s}$ , e 1,7m para vazões de  $300\text{m}^3/\text{s}$ . (Tucci et al., 1995). Em regiões urbanas, onde o problema de acúmulo de lixo é acentuado, ou no caso de canaletas longitudinais de descida, em degraus, devido ao fluxo turbulento que se estabelece em épocas de chuvas de alta intensidade, é recomendável se adotar uma magnitude de borda livre mais elevada do que a estabelecida no projeto. Nestas condições, a folga deve atender ao limite mínimo de 1/3 da altura da lâmina d'água, não devendo ser inferior a 30cm.

### **Projetos de sistemas de drenagem superficial**

#### **Considerações Gerais**

Sistemas eficientes de drenagem superficial podem ser projetados de forma a utilizar uma série de dispositivos com objetivos específicos: canaletas transversais, canaletas longitudinais de descida (escada), dissipadores de energia, caixas coletoras etc.

Em um talude, as águas superficiais devem ser conduzidas de forma mais linear possível, através de sistemas de drenagem superficial instalados no talude (Figura 2.9). Quando a velocidade de escoamento for elevada, dissipadores de energia devem ser incluídos no interior das calhas (Figura 2.10). Sempre que houver mudança na geometria e nas dimensões da canaleta ou na junção entre diferentes dispositivos de drenagem, caixas de passagem devem ser previstas. (Figura 2.11)



**Figura 2.9 - Canaleta transversal com seção circular (GEO, 1995)**



**Figura 2.10 - Canaleta longitudinal de descida (GeoRio)**



**Figura 2.11 - Caixa de passagem (GeoRio)**

Sempre que bermas forem incorporadas ao projeto, canaletas transversais devem ser previstas nestes locais, para evitar o armazenamento e infiltração da água. Quando a superfície de talude

é erodível, recomenda-se um espaçamento vertical entre bermas de no máximo 6 a 7m, a fim de limitar a altura de descida da água sobre o talude e diminuir sua ação erosiva; em taludes impermeabilizados superficialmente, esta distância pode ser de até 12m.

Recomenda-se, também, evitar mudanças bruscas de direção, tanto em planta quanto em perfil, devido às perdas de carga localizadas e a eventual desgaste do revestimento da canaleta.

As canaletas devem ser executadas em seção aberta e nunca devem ser preenchidas, mesmo que o material utilizado seja drenante. A presença de materiais no interior de canais reduz sua capacidade drenante e o acúmulo de materiais sólidos transportados pode impedir o fluxo livre, tornando todo o sistema ineficaz (Figura 2.12). Como critério de projeto recomenda-se, sempre que possível, a instalação de escadas de acesso para possibilitar a manutenção e a limpeza das canaletas (Figura 2.13).



**Figura 2.12 - Acúmulo de material sólido (GEO, 1995)**



**Figura 2.13 - Escada de acesso (GEO, 1995)**

O projeto deve contemplar um balanceamento entre dimensionamento de canaletas e velocidades de escoamento/declividade das canaletas de tal forma que, em épocas de elevada intensidade de chuva, o escoamento da água seja capaz de lavar o material eventualmente depositado durante outras chuvas menores. Para canaletas de concreto pode-se adotar velocidades de até 3,5m/s nas vazões de pico, o que acarreta velocidades razoáveis mesmo para as vazões mais baixas, evitando, assim, a deposição do material carreado.

No caso de taludes não naturais, recomenda-se para canaletas transversais limitar seu comprimento máximo em 80m e estabelecer uma declividade mínima da ordem de 2% a 3%. Quanto às canaletas longitudinais de descida, recomenda-se a instalação de um único dispositivo, na seção extrema do talude mais próxima do corpo coletor.



Em taludes naturais as canaletas de descida devem ser implantadas sobre os talvegues principais, procurando-se sempre que possível dividir a área do talude em bacias aproximadamente iguais, impondo-se declividades altas, superiores ou iguais a 3%.

No contato da canaleta com o solo, deve ser prevista a execução simultânea de uma proteção lateral impermeável, com inclinação direcionada à canaleta, de forma a retornar, para este sistema, as águas que eventualmente ultrapassam as alturas de projeto.

Ressalta-se que o projeto de um sistema de drenagem superficial deve ser feito de modo a sempre compatibilizar os requisitos operacionais dos dispositivos e seus custos de execução e manutenção.

#### Dispositivos de drenagem

A seguir se abordarão as características principais, os elementos de projeto e o dimensionamento hidráulico para cada um dos dispositivos de drenagem. Nos elementos de projeto procurou-se mostrar tipos de seções, revestimentos recomendados e especificações mais importantes para sua construção.

#### Canaletas transversais

As canaletas devem ser executadas em seção aberta, em forma retangular, trapezoidal, meia cana ou em forma de U, com revestimento de concreto (simples ou armado) ou metálico. A Figura 13 apresenta um detalhe de canaleta em conjunto com sugestões de dimensionamento. Como não há preocupação de erosão interna da calha, declividades elevadas, da ordem de 3%, podem ser adotadas. Recomenda-se que a canaleta seja sempre executada no local.

**Tabela 2.7 - Detalhe de dimensionamento de canaleta com proteção lateral**

Dimensões canaleta		
Altura nominal H (mm)	Espessura lateral t (mm)	Espessura base b (mm)
225 a 600	150	150
675 a 1200	175	225

O projeto é executado fixando-se inicialmente o tipo e a geometria da seção, deixando a altura da canaleta ( $h$ ) para ser determinada posteriormente em função do dimensionamento hidráulico. Define-se o gradiente da canaleta e fixa-se a velocidade máxima admissível. Através de um processo de tentativas, atribuem-se valores para a altura da canaleta ( $h$ ) e verifica-se a relação entre vazão de projeto e vazão admissível (ver item “Velocidade de escoamento”).

Quando a canaleta não puder acompanhar a declividade natural do terreno, porque, neste caso, implicaria velocidades de escoamento superiores à permitida, recomenda-se introduzir dissipadores contínuos de energia, de acordo com esquema apresentado na Figura 2.14. O espaçamento entre elementos pode ser calculado pela expressão (DNER, 1990):

$$E = \frac{100H}{\alpha - \beta}$$

onde  $E$  é o espaçamento (m);  $H$  a altura da barragem (m);  $\alpha$  a declividade natural do terreno (em %) e  $\beta$  a declividade desejada para o nível d'água em cada trecho escalonado (em %). Recomenda-se, ainda, que este espaçamento não seja superior a 50m, o que corresponde a uma declividade de 2%, com diferença de altura de 1m entre dois elementos consecutivos. As

pequenas barragens podem ser executadas com diferentes materiais: concreto, chapas metálicas etc.

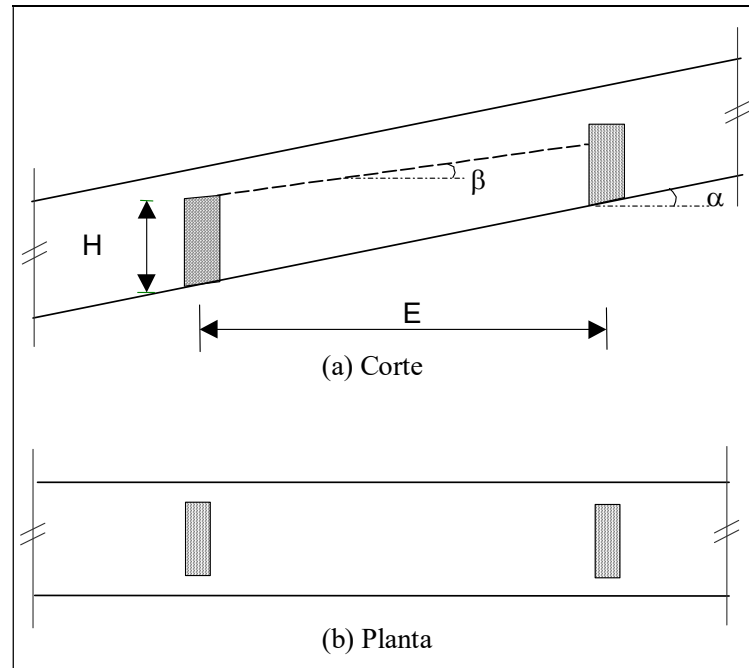


Figura 2.14 - Barragens de dissipação

#### Canaletas longitudinais de descida (escada)

As canaletas longitudinais de descida podem ser do tipo rápido ou em degraus, sendo a escolha entre um ou outro tipo função da velocidade limite do escoamento. Sempre que esta velocidade for superior a 4m/s ou quando a declividade for superior a 5%, recomenda-se a introdução de degraus, cuja finalidade é reduzir a energia cinética do escoamento pelo impacto da água em cada degrau. Esta solução, apesar de ser comumente adotada na prática, não pode ser classificada como uma alternativa eficiente de dissipação de energia.

Recomenda-se que canaletas de descida, mesmo que projetadas em degraus, não apresentem inclinações superiores a  $50^\circ$ . Nestes casos, a descida deverá ser feita segundo uma direção de menor inclinação ou a dissipação de energia ser realizada com barragens de dissipação (Figura 2.14).

As canaletas de descida devem ser executadas em seção aberta, em forma retangular, trapezoidal, meia cana ou em forma de U, com revestimento de concreto armado ou metálico. É desaconselhável a construção da canaleta em módulos, pois a ação dinâmica do fluxo pode acarretar o descalçamento e a separação dos módulos. Recomenda-se, portanto, que este tipo de canaleta seja executado no local, com fôrmas de madeira, em calha ou em degraus.

Quando a velocidade de escoamento na boca de jusante for superior à recomendada para a natureza do terreno ou revestimento existente (Tabela 2.7), o projeto deve prever a inclusão de bacias de amortecimento nestes locais.

A Tabela 2.8 apresenta detalhes dos elementos de projeto e sugestões de dimensionamento para este dispositivo. A inclinação do degrau pode ser obtida através da fórmula de Manning (vide item "Velocidade de escoamento").

Devido à inexistência de observações de campo capazes de possibilitar a determinação de um procedimento apropriado para o dimensionamento hidráulico deste dispositivo, o cálculo da velocidade de escoamento pode ser executado conforme o item “Velocidade de escoamento”. Alternativamente, pode-se utilizar um método empírico em que, fixada a largura ( $L$ ), define-se a altura do canal ( $H$ ) a partir da seguinte expressão (DNER, 1990):

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

onde  $Q$  é a vazão de projeto a ser conduzida pela canaleta ( $m^3/s$ );  $L$  a largura da canaleta (m) e  $H$  a altura média das paredes laterais (m).

A velocidade de escoamento no pé do talude ( $v_b$ ), necessária para se dimensionar a caixa coletora, localizada na base do talude, a qual estabelecerá a inclusão ou não, no projeto, de elementos dissipadores de energia, pode ser calculada a partir de:

$$v_b = \sqrt{2gH}$$

onde  $H$  é a diferença de cota entre o topo e a base da canaleta (m) e  $g$  a aceleração da gravidade ( $m/s^2$ ).

Havendo necessidade de cálculos mais precisos recomenda-se verificar a solução obtida através das equações da teoria da hidráulica de movimento uniformemente variado.

#### Caixa de passagem

As caixas coletoras de passagem têm como objetivo possibilitar mudanças de dimensão, declividade ou direção de canaletas de drenagem.

As caixas podem ser abertas ou fechadas, com tampa removível, executadas em concreto armado. Caixas com tampa, em forma de grelha, são indicadas quando localizadas em pontos que possam afetar a segurança ou se destinem a coletar águas contendo sólidos que possam obstruir o coletor.

**Tabela 2.8 - Detalhe de canaleta de descida em degraus**

Dimensões canaleta em degraus			
Altura nominal H (mm)	Espessura lateral t (mm)	Espessura base b (mm)	Borda livre s (mm)
225 a 600	150	150	200
375 a 675	150	150	350
750 a 900	125	200	400

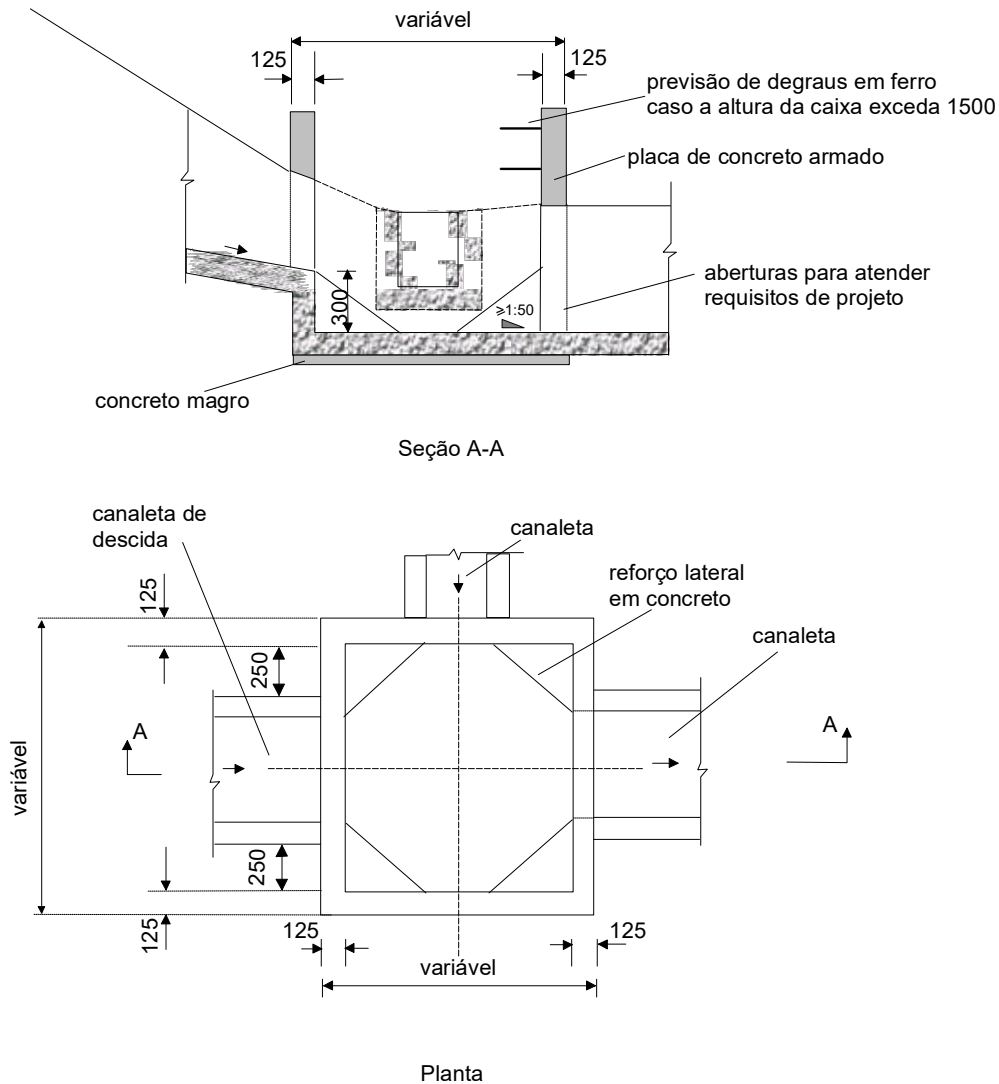
Notas : dimensões em mm

O dimensionamento das caixas de passagem é função da geometria dos dispositivos aos quais estas estarão conectadas. A profundidade da caixa é determinada pelas cotas de instalação dos condutos que dela partem ou chegam e a área transversal pode ser definida pela fórmula (DNER, 1990):

$$A = 0,226 \frac{Q}{c\sqrt{H}}$$

onde  $Q$  é a vazão a captar ( $m^3/s$ );  $H$  a altura do fluxo (m) e  $c$  o coeficiente de vazão, podendo ser fixado igual a 0,6.

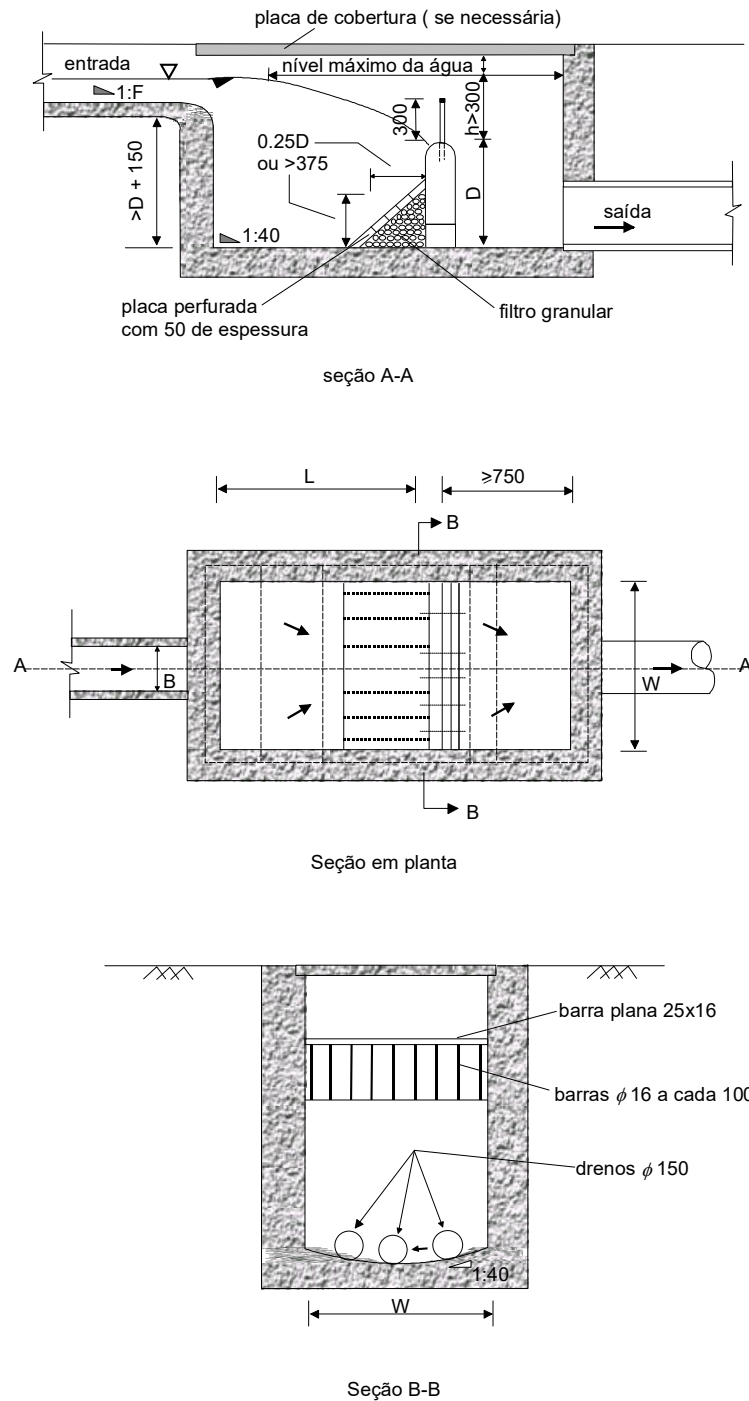
A Figura 2.15 apresenta detalhes do dimensionamento de caixa de passagem.



**Figura 2.15 - Detalhe de caixa de passagem (GEO, 1984)**

Nota: dimensões em mm

As caixas de passagem podem também ser projetadas de forma a reter material sólido, reduzindo assim a possibilidade de entupimento dos sistemas de drenagem a jusante. Nestes casos, sugere-se a introdução de um anteparo e de um dispositivo filtrante, conforme apresentado esquematicamente na Figura 2.16, estabelecendo-se um sistema de retenção para resíduos finos. Tratando-se de resíduos grossos, pode-se introduzir uma grelha metálica, conforme o esquema apresentado na Figura 2.17.



Notas:

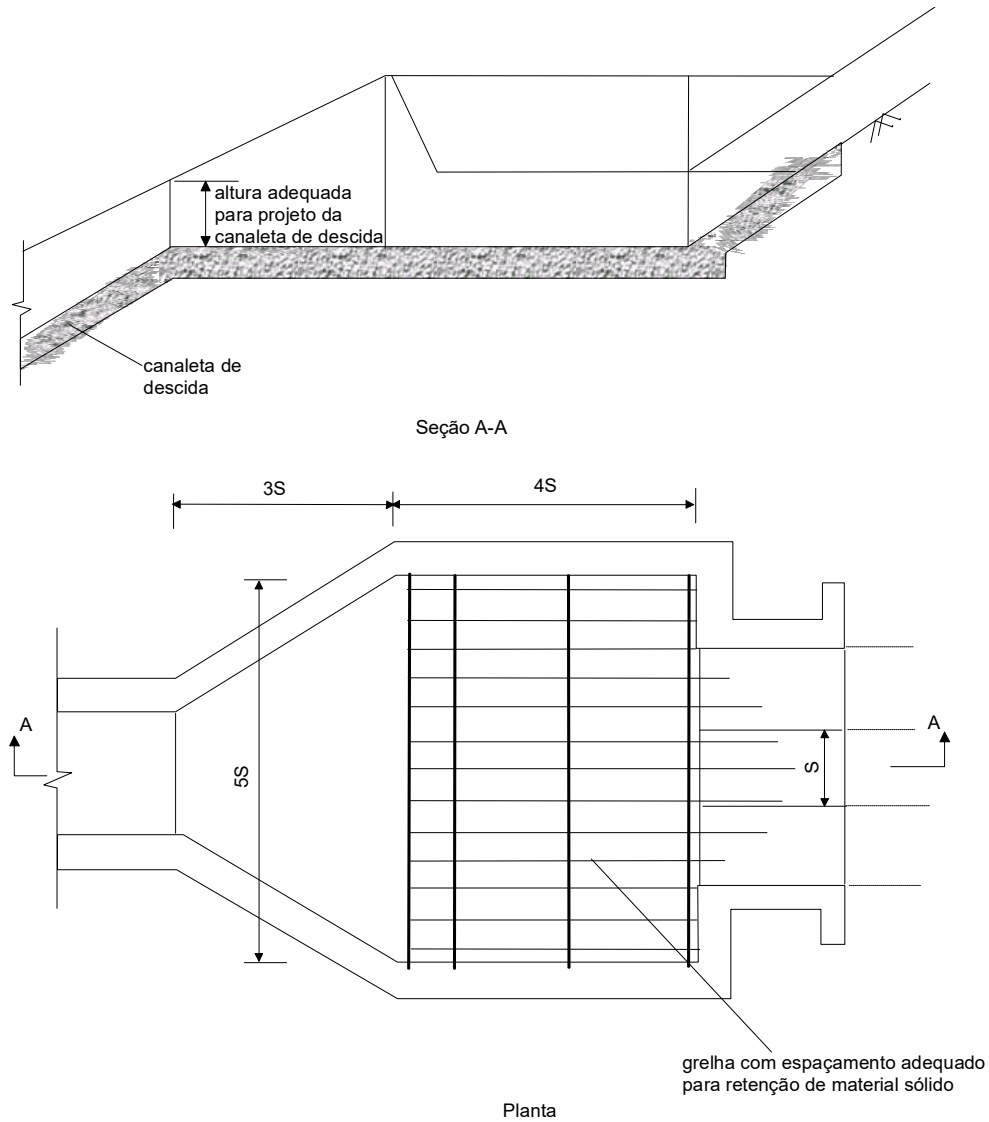
- i) dimensões em mm;
- ii) dimensionamento adequado para drenos de diâmetro máximo de 90mm. Para drenos maiores, a caixa de retenção deve ser redimensionada;
- iii) dimensões:

$$D \geq 750$$

$$W \geq B$$

$$L = 4,8D^{0,67}h^{0,5}F^{-0,5} \geq 4B$$

Figura 2.16 - Caixa de passagem com sistema de retenção de material sólido fino (GCO,1984)



Nota: dimensões em mm

**Figura 2.17 - Esquema de dispositivo de retenção de material sólido grosso (GCO,1984)**

Em casos em que as velocidades de escoamento dos dispositivos que chegam à caixa de passagem são tais que se espera turbulência em junções, é possível prever a execução de uma parede de proteção, conforme o esquema apresentado na Figura 2.18.

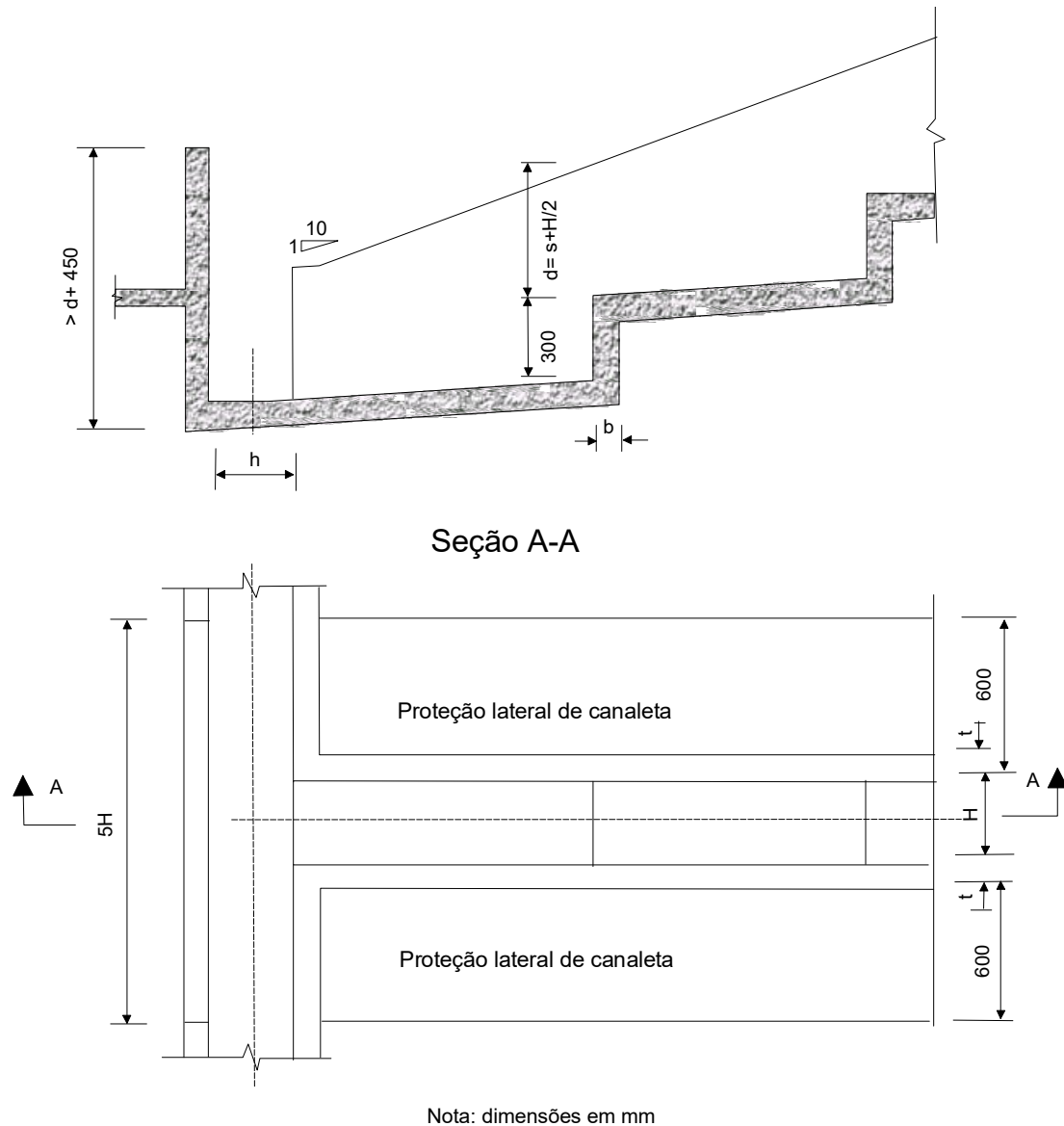


Figura 2.18 - Junção de canal de descida em degraus e canal na base do talude (GCO,1984)

### Bacias de amortecimento

As bacias de amortecimento são classificadas como dissipadores localizados de energia. Estes dispositivos, executados em concreto armado, são instalados no pé de canaletas longitudinais de descida e têm a função de reduzir a velocidade da água quando esta passa do dispositivo de drenagem superficial para outro sistema.

O dimensionamento hidráulico deste dispositivo, apresentado esquematicamente na Figura 2.19, é calculado em função da velocidade de escoamento a montante, equivalente à velocidade de escoamento calculada no pé do talude ( $v_b$ ) e da altura do fluxo afluyente. As dimensões do ressalto hidráulico podem, então, ser estabelecidas em função do número de Froude ( $F_1$ ), o qual é calculado pela seguinte expressão (DNER, 1990):

$$F_1 = \frac{v_b}{\sqrt{g y_1}}$$

onde  $v_b$  é a velocidade do fluxo afluyente (m/s);  $y_1$  a altura de fluxo afluyente (m) e  $g$  a aceleração da gravidade ( $m/s^2$ ).







**Figura 2.20 - Cobertura vegetal com canaletas de drenagem (GEO, 1995)**



**Figura 2.21 - Cobertura com concreto projetado (GEO, 1995)**

Tendo em vista o aspecto estético, a solução com vegetação é mais uma vez recomendada. Nos casos em que a impermeabilização superficial se apresenta como alternativa mais adequada, seu impacto visual pode ser minimizado plantando-se vegetação em determinados pontos do talude, de forma controlada, conforme o esquema sugerido na Figura 2.22. Uma vez adotado este procedimento, cuidados devem ser tomados quanto à seleção das espécies, para evitar rachaduras na placa impermeabilizante, em virtude do crescimento de raízes.

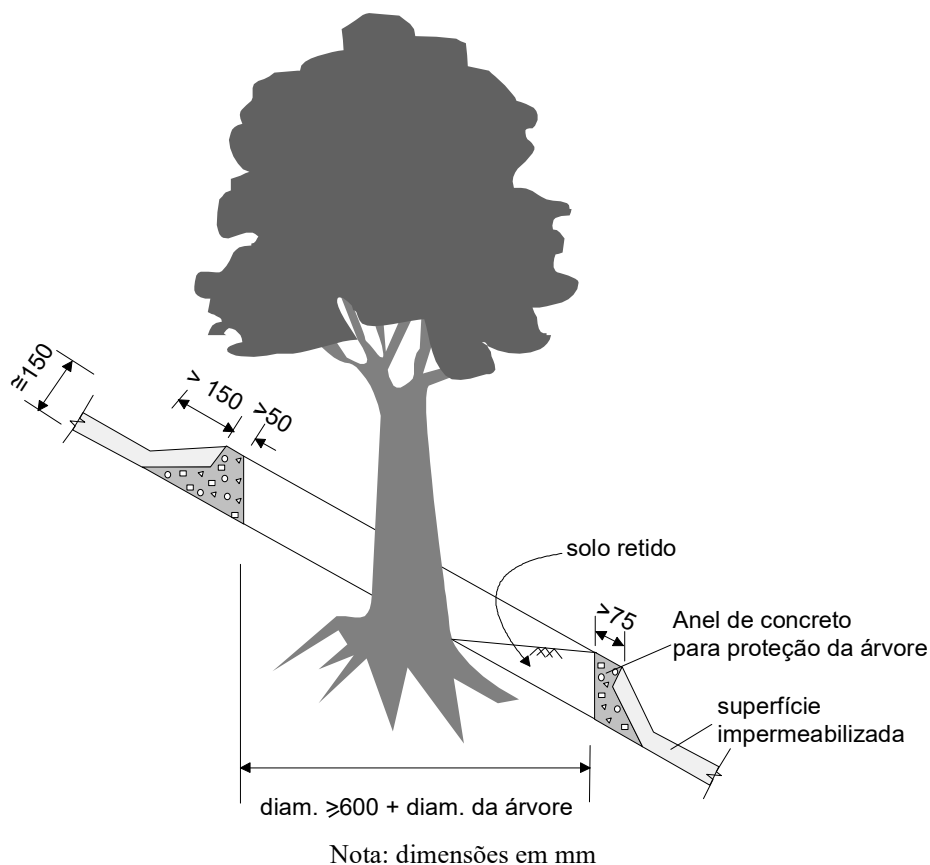


Figura 2.22 - Detalhe de plantio de vegetação em taludes com proteção impermeável (GCO, 1984)

### Vegetação

A aplicação de cobertura vegetal em taludes não naturais é uma alternativa eficiente de controle de erosão e estabilização.

O efeito da vegetação na estabilidade é difícil de ser quantificado, pois interfere não apenas no aspecto mecânico como no aspecto hidrológico. Considerando-se a interceptação do volume de água precipitado pode-se prever redução tanto dos volumes de água escoados superficialmente (*runoff*) quanto dos volumes infiltrados. Em contrapartida, observa-se um aumento significativo da umidade nas regiões próximas aos troncos de árvores, além da criação de caminhos preferenciais de infiltração proporcionados pelas raízes. Quanto ao aspecto mecânico, a vegetação pode atuar como agente estabilizador, considerando-se o reforço do solo devido à malha de raízes. Entretanto, o peso próprio da vegetação, associado a ações dinâmicas externas (vento), causam acréscimo de tensões cisalhantes, reduzindo o grau de estabilidade do talude.

Apesar da dificuldade de quantificação dos efeitos da vegetação na estabilidade, pesquisas têm indicado predominância de uma ação positiva, em particular devido ao reforço do solo proporcionado pela malha de raízes. (Andrade, 1990; Gray e Leiser, 1982)

A eficiência do estabelecimento da cobertura vegetal em taludes construídos depende da escolha da época adequada para plantio, da inclinação do talude e do tipo de solo. A inclinação do talude, no entanto, se apresenta como o fator predominante e algumas diretrizes são apresentadas na Tabela 2.9. Recomenda-se, também, selecionar vegetação de baixo porte em taludes de inclinação elevada e, em áreas urbanas, utilizar sempre que possível vegetação rasteira.

**Tabela 2.9 - Influência da inclinação do talude no estabelecimento da cobertura vegetal (GCO, 1984)**

Inclinação	Gramma	Arbusto/arvore
0°–30°	Dificuldade baixa Técnicas usuais de plantio	Dificuldade baixa Técnicas usuais de plantio
30°–45°	Dificuldade média Recomenda-se hidrossemeadura	Dificuldade elevada
> 45°	Dificuldade elevada	Recomenda-se plantio em bermas

O solo constituinte do talude tem efeito direto no processo de germinação, considerando-se sua fertilidade e resistência à penetração das raízes.

Como regra geral, técnicas convencionais de plantio podem ser adotadas (DNER, 1978). Em taludes recém-construídos, o plantio deve se iniciar com grama, podendo depois ser implantadas vegetações de maior porte, garantida a compatibilidade de espécies, de forma a se obter uma cobertura estável e eficiente no combate à erosão superficial. Na seleção de espécies, cuidados devem ser tomados com relação a riscos de incêndio em épocas de seca.

A consulta a especialistas na área de engenharia florestal e agricultura é extremamente recomendável no que diz respeito à concepção e execução de um programa de plantio.

A seguir, apresentam-se alguns aspectos construtivos relacionados à proteção superficial com cobertura vegetal.

#### **Grama**

Existem diferentes técnicas de plantio de grama: hidrossemeadura, grama em placas ou em tufo e sementeira.

A hidrossemeadura se caracteriza pela aplicação de uma mistura aquosa de sementes, fertilizantes e elementos fibrosos para proteção de raízes. A vantagem desta técnica reside na facilidade, baixo custo e rapidez de execução em grandes áreas, independentemente da inclinação do talude. Além disso, a seleção da espécie a ser plantada pode ser feita sem qualquer restrição.

A técnica de plantio de grama em placas ou em tufo consiste na colocação da grama com raízes e folhas já desenvolvidas. Quando plantada em tufo, a grama é aplicada em grupos ou individualmente em intervalos de 7cm a 15cm. Apesar de bastante eficiente, esta técnica consome mais tempo e é limitada à disponibilidade de grama para o plantio, tanto em qualidade quanto em quantidade.

A sementeira é executada plantando-se as sementes de grama, de forma mecânica ou manual, em uma camada superficial de solo previamente preparada para este fim. Em geral, esta técnica é utilizada no caso de reparos ou em pequenas áreas.

A Figura 2.23 apresenta um exemplo de utilização desta alternativa em conjunto com a solução de estabilização com cortinas ancoradas.



Figura 2.23 - Grama combinada com solução de estabilização em cortina ancorada (GeoRio)

### Árvores e Arbustos

Árvores e arbustos devem ser plantados em mudas, em escavações de pequenas dimensões (0,3cm x 0,3cm x 0,3cm), previamente executadas no talude. As árvores, nesta fase, não devem ter mais do que 60cm de altura e o espaçamento entre mudas pode ser da ordem de 1,5m a 2m. Cuidados devem ser tomados para que a distância entre árvores e canais de drenagem ou outras estruturas presentes no talude não seja inferior a 1m.

### Tela vegetal

A tela vegetal tem como função proteger o solo contra a erosão e proporcionar ambiente adequado para a revegetação de taludes.

A tela vegetal constitui-se de um biotêxtil translúcido, flexível, composto por material vegetal fibroso, desidratado, entrelaçado por fibras têxteis 100% degradáveis, com densidade, resistência e degradação variáveis, dependendo da especificação da tela.

Recomenda-se, antes da execução, preparar a camada superficial do talude com fertilizantes, sementes e corretivos para facilitar a revegetação. Caso haja erosões prévias no talude, estas áreas devem ser preenchidas de forma a nivelar o terreno.

Após a aplicação da tela, efetua-se a sua fixação através de grampos de aço, bambu ou madeira, dependendo do tipo de solo em que esta será fixada. Em seguida, este material é reidratado e passa por uma lenta decomposição. Devido a sua alta infiltrabilidade, a umidade do talude é mantida em níveis elevados, evitando-se, assim, a formação de pontos erosivos. Com o passar do tempo, cria-se um ambiente extremamente favorável à germinação e desenvolvimento de espécies vegetais.

A vantagem desta técnica reside na facilidade, baixo custo e rapidez de execução, podendo ser aplicada em qualquer talude, independentemente da sua inclinação. As Figuras de 2.24 a 2.26 apresentam um exemplo de utilização desta técnica para proteção superficial de uma encosta na estrada de Furnas, Rio de Janeiro.





Figura 2.24 - Vista inicial do talude (GeoRio)



Figura 2.25 - Aplicação da tela vegetal (GeoRio)



Figura 2.26 - Após germinação

### Geomembranas

As geomantas atuam como elementos de proteção contra a erosão superficial durante o período de desenvolvimento e fixação da capa vegetal. As telas são fabricadas com material sintético, não degradável, oferecendo ancoragem adequada para as raízes após o crescimento da vegetação. As Figuras de 28 a 30 mostram detalhes da estrutura da geomanta e esquema de aplicação.

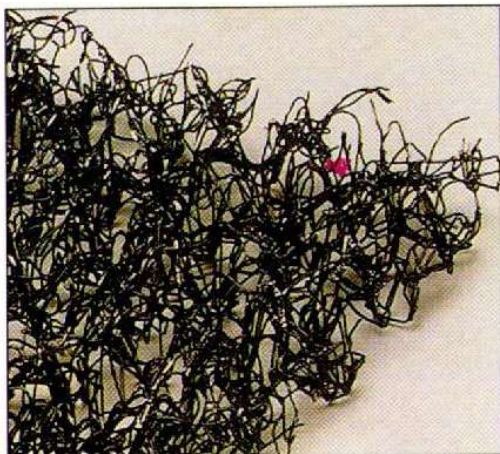


Figura 2.27 - Detalhe da geomanta (MacGuide, 1999)



Figura 2.28 - Esquema de aplicação (MacGuide, 1999)



Figura 2.29 - Vista geral de talude protegido com geomanta (MacGuide, 1999)

As biomantas desenvolvem a mesma função que as geomantas. Entretanto, por serem produzidas com materiais biodegradáveis, apresentam-se como uma solução de baixo impacto ambiental, pois se degradarão após o desenvolvimento da camada vegetal. As Figuras 2.30 e 2.31 mostram o procedimento de instalação das biomantas e o posterior desenvolvimento de vegetação.





Figura 2.30 - Esquema de aplicação (MacGuide, 1999)



Figura 2.31 - Desenvolvimento de vegetação (MacGuide, 1999)

As geocélulas são recomendadas em taludes em solo árido, onde não se consegue um bom desenvolvimento de vegetação. Nestes casos esta alternativa possibilita a obtenção de uma cobertura estável de solo vegetal, a partir do preenchimento das geocélulas com solo adequado para este fim. As Figuras 2.32 e 2.33 apresentam detalhe da geocélula e de uma etapa de instalação.

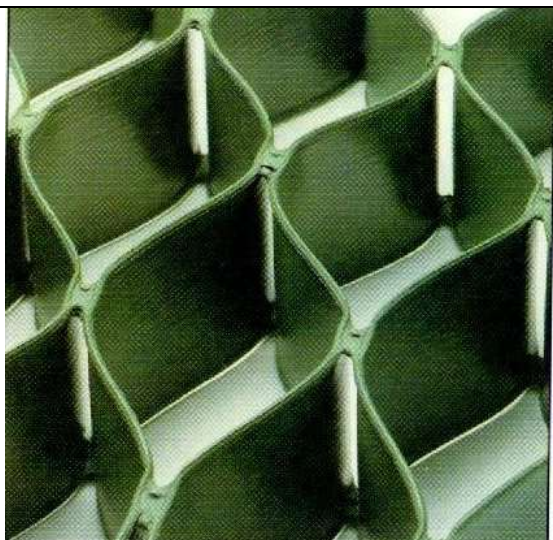


Figura 2.32 - Detalhe da geocélula (MacGuide, 1999)



Figura 2.33 - Instalação de geocélula em talude (MacGuide, 1999)

#### Impermeabilização superficial

A função principal deste tipo de proteção superficial é impedir processos de infiltração de água, com vistas principalmente à melhoria das condições de estabilidade do talude e a processos de erosão superficial.

Para tal, esta alternativa deve atender a critérios de baixa permeabilidade, resistência e durabilidade. A eficácia da impermeabilização superficial pode ser aferida medindo-se mudanças do grau de saturação na região superficial do talude após eventos pluviométricos. Já o material utilizado deve apresentar resistência à erosão, em face do escoamento superficial,

assim como a variações térmicas, as quais podem proporcionar o aparecimento de trincas, devido a sua exposição contínua às intempéries. Existe muito pouca informação quanto à vida útil dos diferentes tipos de impermeabilização superficial; entretanto, é possível prever a interferência da espessura adotada, tipo de material e controle da execução.

A impermeabilização superficial deve ser executada em toda a superfície a ser protegida, estendendo-a para além do topo do talude até o sistema de drenagem implantado na crista. Recomenda-se, também, a instalação de elementos de drenagem que permitam a dissipação de excessos de poropressão que possam ocorrer na parte interna da placa de impermeabilização, em decorrência de processos de infiltração de água. Estes elementos podem ser constituídos de pequenos tubos de PVC de 5cm de diâmetro e/ou drenos geossintéticos, instalados atrás da superfície impermeável. No caso da utilização de geodrenos é importante garantir uma ancoragem adequada entre o geossintético e o solo para evitar a ocorrência de vazios e, conseqüentemente, o desenvolvimento de processos erosivos. O espaçamento entre os geodrenos pode ser ajustado de forma que pelo menos 1/3 da área impermeabilizada esteja coberta com material drenante.

A impermeabilização superficial pode ser executada espalhando-se sobre o talude uma mistura de solo-cimento-cal, água-cimento ou água-cimento com agregados finos. Uma outra técnica consiste em cobrir a superfície com pequenos blocos de alvenaria, de cascalho argamassado ou mesmo de rocha.

Tendo em vista o impacto visual que esta alternativa causa, recomenda-se sempre que possível executar ações complementares, como por exemplo a sugerida na Figura 2.33, de forma a minimizar os efeitos ambientais negativos.

Apresenta-se, a seguir, alguns aspectos construtivos relacionados às alternativas de proteção superficial impermeabilizante.

#### **Mistura solo-simento**

A mistura solo-cimento-cal, denominada na literatura como *chunam*, deve ser preparada respeitando-se as seguintes proporções, estabelecidas em peso: uma parte de cimento Portland, três partes de cal hidratada e 20 partes de solo residual argiloso, inorgânico, livre de raízes ou matéria orgânica.

Inicialmente, o cimento e a cal devem ser misturados secos e, em seguida, o solo deve ser adicionado. A água deve, então, ser introduzida na medida necessária para possibilitar a trabalhabilidade da mistura, uma vez que o aparecimento de trincas está em geral associado à utilização de uma quantidade excessiva de água.

Antes da aplicação, deve-se executar a limpeza de toda a superfície do talude, removendo a camada orgânica superficial. A argamassa é, então, aplicada na superfície do talude em duas camadas de no mínimo 2cm de espessura. Para auxiliar sua fixação no talude, sugere-se a colocação de pequenos grampos; em Hong Kong, este sistema auxiliar é feito com peças de bambu de 2,5cm de diâmetro e 30cm de comprimento, cravadas no solo a intervalos de 1,5m, deixando expostos 2,5cm da peça (GCO, 1984). O tempo de cura de um dia é considerado suficiente para o lançamento da segunda camada.

Esta alternativa de impermeabilização foi empregada em alguns taludes na cidade de Hong Kong, tendo sido observado, ao longo do tempo, o aparecimento de pequenas fissuras que, em alguns casos, evoluíram para trincas de dimensões significativas, o que possibilitou o desenvolvimento de processos erosivos na encosta.

Assim sendo, devido à baixa durabilidade da mistura solo-cimento-cal (*chunam*), esta solução não é recomendada e seu uso deve ser estrito à obras temporárias.

### Concreto projetado

A impermeabilização superficial pode ser executada espalhando-se sobre o talude uma mistura de água-cimento e agregados finos.

Estes agregados devem ser selecionados de forma a se obter uma superfície razoavelmente plana e de forma a se evitar segregação durante o processo de bombeamento. Assim sendo, recomenda-se que o diâmetro do agregado não exceda 1cm. O tempo de cura não deve ser inferior a sete dias.

A Figura 2.34 apresenta um exemplo de emprego do concreto projetado como medida de proteção superficial em obra de estabilização com cortinas ancoradas.



**Figura 2.34 - Concreto projetado combinado com solução de estabilização em cortina ancorada (GeoRio)**

### Blocos

Blocos de alvenaria ou de cascalho argamassado ou mesmo de rocha podem ser utilizados como elementos de impermeabilização superficial (Figura 2.35). As espessuras típicas adotadas variam de 20cm a 30cm. Os blocos devem ser assentados em uma fina camada de cimento previamente lançada. Abaixo desta camada recomenda-se a execução de uma camada drenante de no mínimo 7,5cm de espessura e a instalação de elementos de drenagem exclusivamente no pé. As juntas entre blocos deverão ser preenchidas com uma mistura de cimento e areia, na proporção 1:3, para evitar infiltração e desenvolvimento de vegetação.

Esta solução é considerada a alternativa de impermeabilização superficial mais eficaz e mais durável. Além disso, a estrutura composta por blocos interconectados gera uma rigidez no conjunto, a qual eventualmente atua como agente estabilizador do talude.



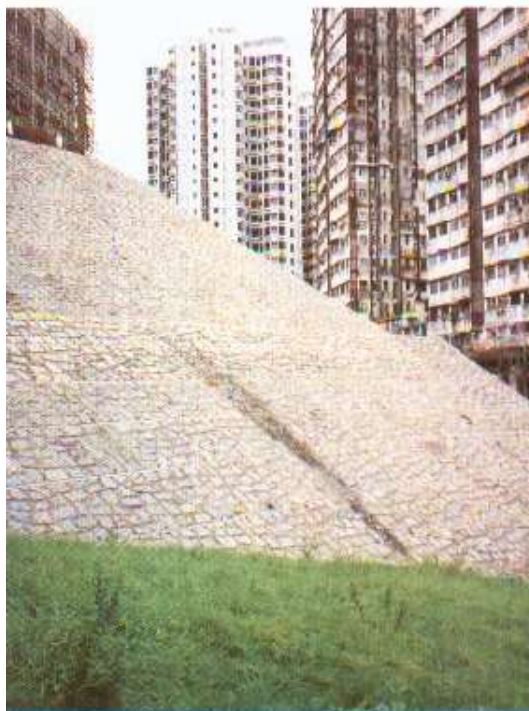


Figura 2.35 - Impermeabilização superficial com blocos (GEO, 1995)

## 2.4 – Drenagem subsuperficial

Projetos de drenagem subsuperficial de talude têm por objetivo melhorar as condições de estabilidade, controlando a magnitude das pressões de água decorrentes ou não de processos de infiltração. Em geral, tais projetos combinam aspectos de drenagem subsuperficial e superficial, assim como de proteção de talude.

Em um talude, as pressões de água podem ser positivas (poropressão) ou negativas (sucção). A pressão atmosférica, adotada como referência, ocorre em toda a superfície freática e delimita as regiões denominadas não-saturadas, onde a água se encontra sob pressão negativa, e saturadas, onde ocorrem as pressões positivas. As poropressões são, portanto, nulas em pontos localizados sobre o nível d'água.

Sob condições hidrostáticas, as pressões positivas são calculadas diretamente em função da distância vertical do ponto considerado à superfície freática. Na existência de regimes de fluxo, entretanto, o cálculo das poropressões é mais complexo. No caso de condições de fluxo permanente, as pressões de água são, em geral, obtidas a partir da utilização de métodos gráficos (redes de fluxo). Alternativamente, pode-se utilizar ferramentas numéricas (MDF ou MEF), que possibilitam a resolução da equação diferencial de fluxo, independentemente do regime estabelecido (permanente e/ou transiente). Esta metodologia é particularmente recomendada no caso de taludes, uma vez que permite incorporar aspectos como infiltração e/ou evaporação, além de qualquer outro fator condicionante de seu regime de fluxo (Gerscovich, 1992a e 1992b). No campo, as poropressões podem ser determinadas diretamente, a partir da instalação de piezômetros (Dunnicliff e Green, 1988).

Na região não saturada, a sucção é função direta do teor de umidade. A relação entre estes dois parâmetros, denominada curva característica, varia com o tipo de solo, arranjo estrutural, sentido de variação do grau de saturação (secagem ou umedecimento) etc. Não existe um procedimento matemático para determinação da sucção. Assim sendo, sua magnitude pode ser

observada a partir da instalação de instrumentação de campo apropriada (tensiômetros ou psicrômetros) ou através de determinações indiretas, com base no conhecimento do teor de umidade e da curva característica. Existem diversas técnicas experimentais para obtenção da curva característica; estas técnicas diferem entre si na forma de obtenção do teor de umidade (método direto, sonda de nêutrons, resistência elétrica, papel filtro etc.) (Gerscovich, 1994).

Processos de infiltração decorrentes da precipitação de chuva podem alterar as condições hidrológicas do talude, reduzindo as sucções e/ou aumentando a magnitude das poropressões. Em ambos os casos, estas mudanças acarretam uma redução na tensão efetiva e, conseqüentemente, uma diminuição da resistência ao cisalhamento do material, tendendo a causar instabilidade.

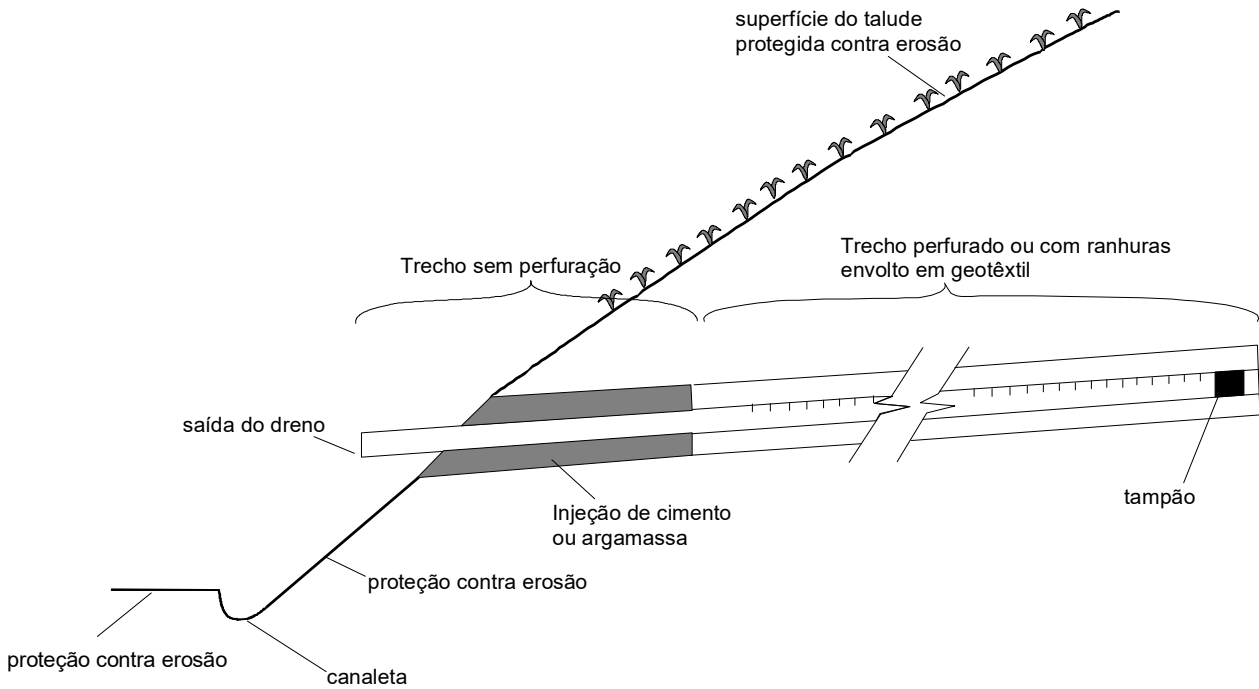
Ressalta-se que, no caso de taludes localizados em áreas urbanas, mudanças nas condições hidrológicas podem ocorrer não somente devido à infiltração das águas de chuva, como também devido a infiltrações causadas por vazamentos em tubulações de água e/ou esgoto. Este dado é de grande importância, sendo extremamente recomendado, em projetos de estabilização de taludes, mapear todas as estruturas preexistentes e, se possível, verificar sua integridade. Para tal, os ensaios geofísicos (eletrorresistividade ou potencial elétrico) podem se apresentar como ferramentas adequadas para a determinação de zonas de percolação de água no interior do talude.

Sistemas de drenagem subsuperficiais têm como função controlar as magnitudes de pressões de água e/ou captar fluxos que ocorrem no interior dos taludes. Estes sistemas tendem a causar rebaixamento do nível piezométrico, sendo o volume de água que flui através dos drenos diretamente proporcional ao coeficiente de permeabilidade e ao gradiente hidráulico. Com o rebaixamento do nível piezométrico, o gradiente hidráulico diminui e o fluxo então vai se reduzindo progressivamente até se restabelecer uma condição de regime permanente. Em solos de baixa condutividade hidráulica, esta redução pode significar a inexistência de um volume de drenagem visível a olho nu, a qual não deve, entretanto, ser associada à deterioração do dreno. Este tipo de comportamento muitas vezes gera dúvidas quanto a eficácia do sistema de drenagem, sugerindo a possibilidade de colmatação. Neste sentido, recomenda-se a monitoração contínua, através da instalação de piezômetros, comparando-se registros antes, durante e após a construção.

Neste item serão abordados aspectos de dimensionamento e execução de drenos horizontais, trincheiras drenantes longitudinais, drenos internos de estruturas de contenção, filtros granulares e geodrenos.

#### **Drenos subhorizontais**

Sistemas de drenagem subsuperficial são relativamente simples e de fácil execução. Os drenos são constituídos por tubos de PVC providos de ranhuras ou orifícios, introduzidos em perfurações executadas na face do talude, conforme esquema apresentado na Figura 2.36.



**Figura 2.36 - Esquema de instalação de drenos subhorizontais**

Quando o material local é constituído de rochas ou solos heterogêneos, os drenos devem ser projetados de forma a interceptar o maior número possível de veios permeáveis, sendo necessário levantar o sistema de fraturamento, direção e ângulo de mergulho.

No caso de solos homogêneos e fluxo de água em regime permanente, os ábacos de Kenney e colaboradores (1977) podem ser utilizados como uma primeira estimativa do número, comprimento e espaçamento dos drenos (Figuras 2.37 e 2.38). Estes ábacos foram desenvolvidos e se aplicam exclusivamente a taludes com inclinação 1:2 e 1:3 (V:H), sendo a condição inicial da poropressão, antes da colocação dos drenos, caracterizada pela relação  $H_w/H$ . Para a faixa de valores de  $H_w/H$  entre 0,5 a 0,7, os ábacos fornecem resultados aceitáveis. Para taludes com relações de  $H_w/H$  superiores a esta faixa, os resultados tendem a ficar subestimados e, para relações menores, os ábacos superestimam a influência dos drenos. No caso de, por exemplo, o talude em estudo se ajustar à situação da Figura 2.37(a) e o aumento desejado do fator de segurança for de 25%, o ábaco indica para drenos com relação  $L/S$  igual a 0,7 as relações  $L/H$  e  $S/H$  da ordem de 2,4 e 1,6, respectivamente.

Os espaçamentos e comprimentos obtidos a partir dos ábacos de Kenney são úteis como previsão inicial, devendo ser ajustados em cada caso, de acordo com a geologia local e a experiência do projetista.

Levantamentos geofísicos (eletrorresistividade) têm se apresentado como ferramenta importante para a investigação das condições hidrológicas nos taludes. Estas informações, associadas à modelagem numérica de processos de fluxo, possibilitam um direcionamento e racionalização de projetos de drenagem subsuperficial.

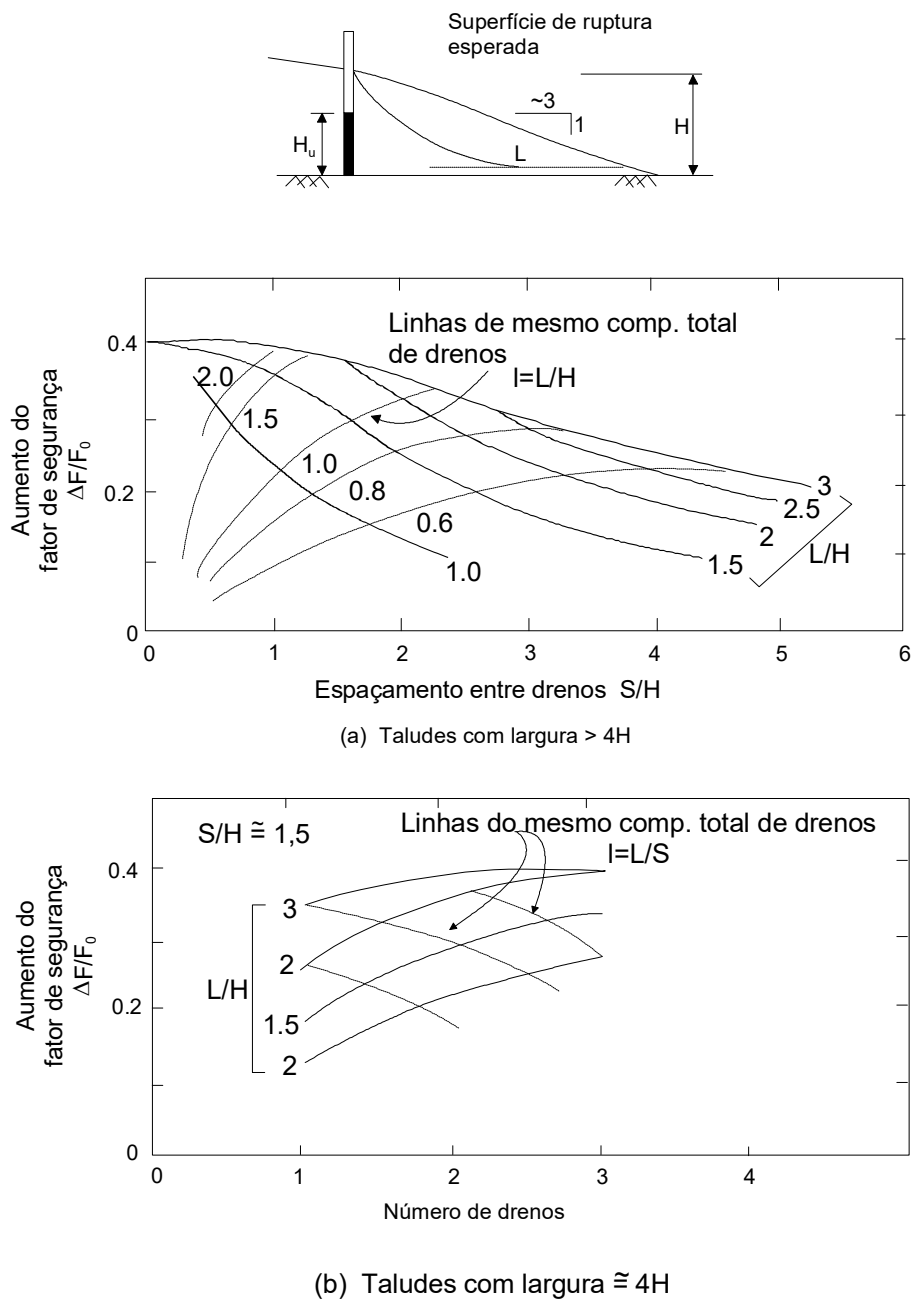
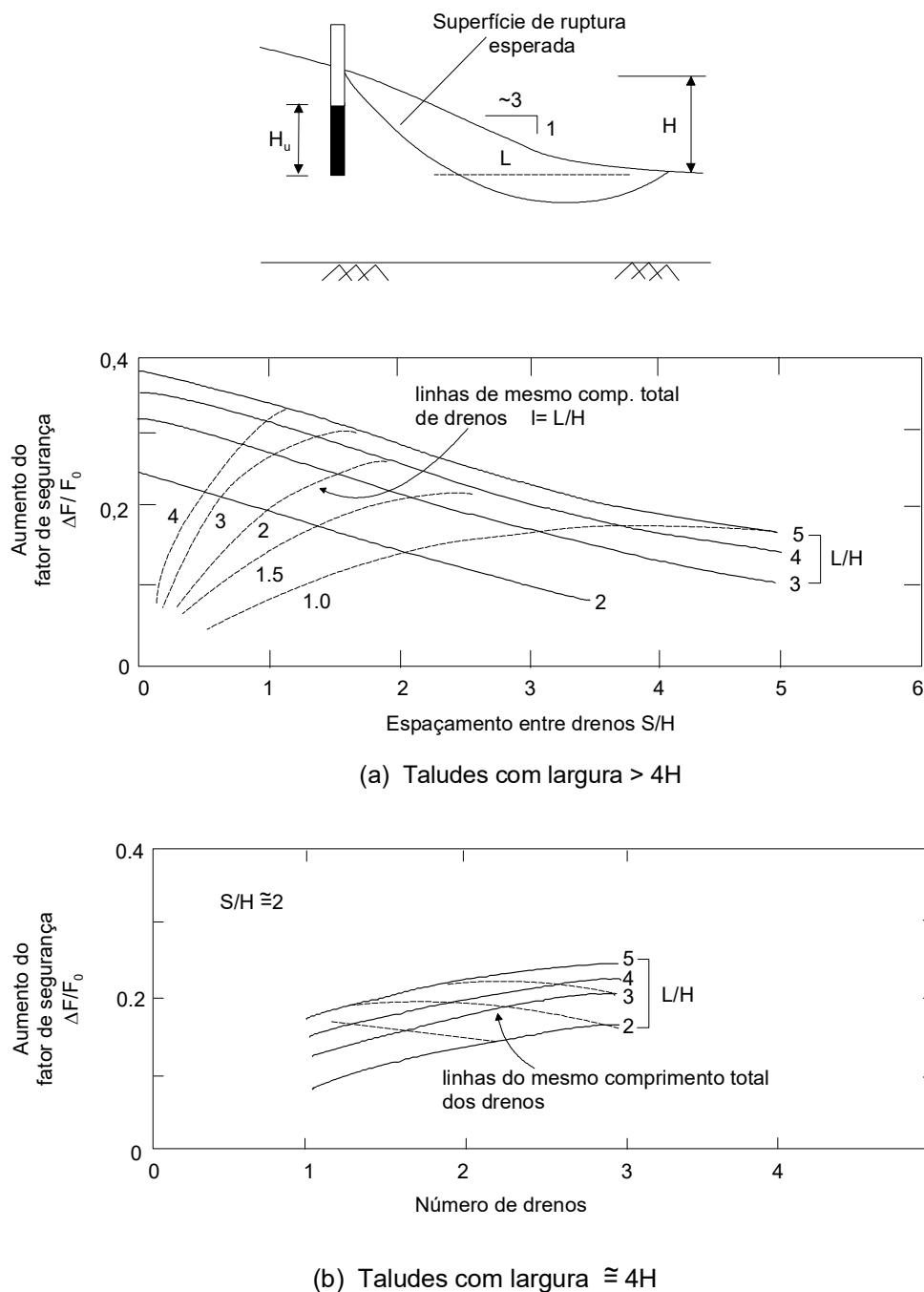


Figura 2.37 - Ábacos para pré-dimensionamento de tubos de drenagem ( $0,5 < H_w/H, 0,7$ ) (DNER, 1990)





**Figura 2.38 - Ábacos para pré-dimensionamento de tubos de drenagem ( $0,5 < H_u/H, 0,7$ ) (DNER, 1990)**

Em linhas gerais, em termos de comprimento, drenos longos mais espaçados são mais eficientes do que drenos mais curtos com espaçamento menor. Quanto mais suave for o talude, maior deverá ser o comprimento do dreno. Optando-se por tubos de PVC, a extensão do dreno não deve exceder a 40m e, quando for o caso, sugere-se utilizar material mais resistente, como ferro galvanizado ou inoxidável.

A vida útil de um dreno depende da composição química da água, da qualidade de execução e, principalmente, do acompanhamento constante. Neste sentido, ressalta-se a necessidade de instrumentação de campo, por meio de piezômetros instalados desde a fase de execução da obra. O acompanhamento das flutuações piezométricas, nesta etapa, possibilita que correções

no espaçamento e/ou número de drenos possam ser efetuadas para que sejam atingidas as condições piezométricas especificadas em projeto.

A experiência demonstra, entretanto, que, mesmo executando-se manutenção periódica de limpeza e verificação dos drenos subhorizontais, a longo prazo o processo de colmatção reduz sua capacidade drenante, tornando-os ineficazes. Assim sendo, esta solução não é recomendada, sendo a utilização deste dispositivo restrita a aplicações temporárias.

### Filtros e drenos

Filtros granulares são elementos drenantes, que devem atender a critérios de projeto tais como: estabilidade (os poros devem ser pequenos o suficiente para evitar sua colmatção), condutividade hidráulica (sua permeabilidade deve ser muito superior ao solo a ser drenado) e qualidade de instalação (não deve haver segregação de partículas ou contaminação antes ou durante sua execução). Vários critérios de dimensionamento, baseados em relações granulométricas foram propostos na literatura (Sherard et al., 1984a e 1984b; USBR, 1974; GEO, 1993). Recomenda-se que quando o solo a ser drenado é heterogêneo, o material de filtro deve ser estabelecido exclusivamente com base na fração granulométrica fina. A Tabela 2.10 resume os critérios usualmente adotados no dimensionamento de filtros e a Tabela 2.11 lista valores médios de condutividade hidráulica saturada para diferentes materiais.

Drenos granulares são elementos com capacidade de transmitir vazão, conduzindo o fluxo sem causar forças de percolação ou pressões hidrostáticas adicionais. Para tal, estes dispositivos devem apresentar permeabilidade compatível e distribuição granulométrica suficiente para evitar erosão e colmatção.

Nos casos em que filtros são usados em conjunto com materiais drenantes, a graduação entre ambos os materiais deve também atender aos critérios de estabilidade, permeabilidade e segregação.

Na prática, a granulometria do filtro é estabelecida com base na granulometria do solo a drenar, de forma a satisfazer aos critérios de dimensionamento acima mencionados. Uma vez definida a faixa granulométrica desejada, checa-se a granulometria da jazida e, caso esta não satisfaça aos requisitos de projeto, misturas de materiais de diferentes procedências são testadas.

**Tabela 2.10 - Critério de dimensionamento de filtro granular (GCO, 1984)**

Regra	Requisito atendido
$D_{15F} \leq 5 \times D_{85S}$	Estabilidade (os poros devem ser pequenos o suficiente para evitar carreamento de material e conseqüente entupimento)
$D_{15F} \leq 40 \times D_{15S}$ ou, no caso de solos uniformes, $\frac{D_{60S}}{D_{10S}} < 4$ ..... $D_{15F} \leq 20 \times D_{15S}$	
$D_{50F} \leq 25 \times D_{50S}$	
A granulometria do material do filtro não deve ser descontínua	
$D_{15F} \geq 5 \times D_{15S}$	Permeabilidade ( a permeabilidade do filtro deve ser superior à do solo a ser drenado)
Não mais que 5% passa na peneira #200 e o solo deve ser granular, não-coesivo	
Coefficiente de uniformidade: $4 \leq \frac{D_{60F}}{D_{10F}} \leq 20$	Segregação (o filtro não deve ficar segregado ou contaminado durante a execução)
Dimensão máxima da partícula igual a 50mm	
Aberturas circulares... $\frac{D_{85F}}{d} \geq 1 \text{ a } 2$ Ranhuras..... $\frac{D_{85F}}{d} \geq 1,2 \text{ a } 2$	Não entupimento do tubo
<p>Notas:</p> <p><b>Nomeclatura</b></p> <p><math>D_{15F}</math>: diâmetro correspondente à porcentagem igual a 15% do material que passa do solo do filtro.</p> <p><math>D_{85S}</math>: diâmetro correspondente à porcentagem igual a 85% do material que passa do solo a drenar.</p> <p><math>d</math>: diâmetro do furo/ abertura da ranhura.</p> <p>A determinação da granulometria do solo de base e do material de filtro deve ser obtida sem uso de dispersantes.</p> <p>A espessura do filtro não deve ser inferior a 30cm, para construção manual, ou 45cm, no caso de utilização de máquinas.</p>	

**Tabela 2.11 - Valores médios de permeabilidade (DNER, 1990)**

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	$10^{-1}$
Areia fina	0,005 a 0,04	$10^{-3}$
Silte	0,0005 a 0,005	$10^{-5}$
Argila	< 0,0005	$10^{-8}$

### Trincheiras drenantes

As trincheiras são elementos de interceptação do fluxo subsuperficial, sendo normalmente instaladas próximas ao pé do talude. Em geral, este sistema é constituído por uma vala, de profundidade da ordem de 1,5m a 2,0m, preenchida com materiais granulares, tubos de drenagem ou geossintéticos, com funções drenante/filtrante. No caso de trincheiras drenantes executadas com profundidade superior a 2,0m, recomenda-se a execução de escoramento das paredes da cava, que pode ser realizado segundo procedimentos da Norma Brasileira sobre Segurança de Escavações a Céu Aberto (ABNT NBR 9061/85).

As valas são abertas manual ou mecanicamente, mantendo-se larguras mínimas no fundo e na boca de 0,5m e 0,6m, respectivamente. O material drenante no interior da vala tem a função de captar e conduzir as águas, devendo então apresentar uma granulometria adequada ao volume escoado, sendo recomendada a utilização de materiais inertes, como brita, cascalho ou areia lavada. Na presença de tubos de drenagem, filtros devem ser previstos para evitar a colmatação, em virtude do carreamento de finos.

De maneira geral os tubos de drenagem podem ser de material plástico (PVC), concreto, cerâmica, fibrocimento ou metálico. Dependendo do material empregado, os diâmetros variam de 5cm a 25cm e os orifícios ou ranhuras devem ter aberturas entre de 0,6cm e 1cm. As extremidades dos tubos de drenagem devem ser fechadas para evitar a entrada do material granular drenante/filtrante no interior do tubo.

A Figura 40 apresenta diferentes alternativas construtivas com relação ao preenchimento da vala com material drenante/filtrante. Quanto maior for a porcentagem de material drenante, maior será o raio hidráulico e, conseqüentemente, menor possibilidade de arraste de finos, reduzindo o processo de colmatação.

A escolha dos materiais de preenchimento da vala deve satisfazer aos critérios de dimensionamento de filtros, apresentados no item "Filtros e drenos". A solução apresentada na Figura 2.39 (a) é recomendada quando o material filtrante satisfaz a todos os critérios. Quando a condição do não-entupimento do tubo não é satisfeita, recomenda-se a alternativa mostrada na Figura 2.39 (b). Já o esquema apresentado na Figura 2.39 (c) é empregado se existir a expectativa de grandes volumes de água fluindo através da vala ou quando o requisito de permeabilidade do material de filtro não for atendido.

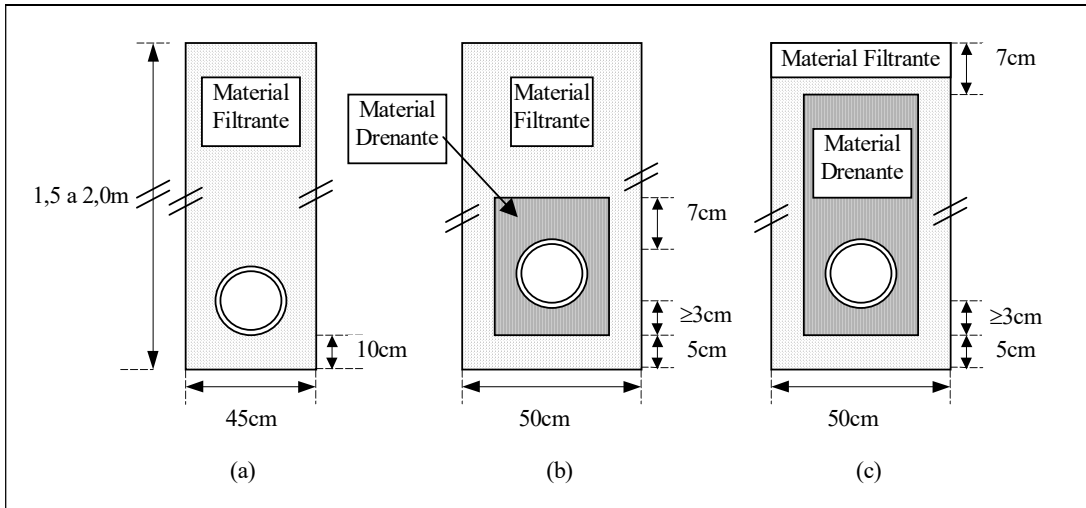


Figura 2.39 - Esquemas de trincheiras drenantes

### Tubos de drenagem

Em casos de rebaixamento do lençol d'água, o dimensionamento de tubos de drenagem é feito segundo a lei de Darcy, a partir da seguinte expressão:

$$Q = \frac{kH^2}{X}$$

onde  $Q$  é a vazão por metro, calculada a partir do traçado de redes de fluxo,  $k$  é a condutividade hidráulica (permeabilidade) do solo ao redor do tubo;  $H$  a altura máxima do lençol e  $X$  a distância entre o centro do tubo e o ponto de altura máxima do lençol, conforme esquema apresentado na Figura 2.40.

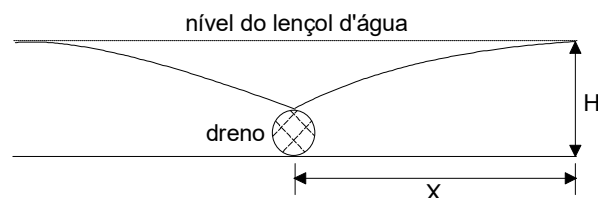


Figura 2.40 - Dimensionamento de tubo – rebaixamento do lençol d'água

Para o caso de drenos profundos com função de interceptação, faz-se necessário considerar também a precipitação na região a ser drenada, em função da distância entre o dreno e os limites desta área. Uma vez estabelecida a vazão de projeto, o cálculo do diâmetro do tubo pode ser efetuado em função da fórmula de Hazen-Williams:

$$Q = 0,2875 \times C \times D^{2,63} \times I^{0,54}$$

onde  $Q$  é a vazão (m/s);  $D$  o diâmetro do tubo,  $I$  a declividade do dreno (m/m) e  $C$  um coeficiente que depende da rugosidade das paredes internas do tubo ( $C_{\text{concreto ou cerâmica}} = 120$ ).

Alternativamente, a fórmula de Manning pode também ser utilizada para o dimensionamento da tubulação de drenagem (ver item “Velocidade de escoamento”). Neste caso, adota-se o coeficiente de rugosidade ( $n$ ) entre 0,015 e 0,016 para tubos de plástico, flexíveis e corrugados.

Recomenda-se, independentemente da solução adotada, que a vazão a ser considerada seja o dobro da descarga de projeto, em virtude da conveniência de o tubo trabalhar sempre a meia seção.

## Geossintéticos

Diversos tipos de geossintéticos podem ser utilizados como drenos e/ou filtros. Em obras geotécnicas empregam-se, em geral, os geotêxteis, as geomalhas e os geocompostos.

Os geossintéticos podem ter a função de filtração ou de drenagem. Quando instalado entre um solo e o meio drenante, o geotêxtil tem a função de filtro. Neste caso, este elemento deve permitir a livre passagem da água e ao mesmo tempo reter as partículas de solo necessárias para sua estabilização. Na função de drenagem, o geotêxtil deve possibilitar a livre passagem de fluidos através da sua espessura, no plano da manta.

De uma forma geral, os problemas mais comuns associados ao uso desses elementos são: deterioração à exposição aos raios ultravioleta (luz do sol); reação a elementos químicos presentes no solo; formação de planos de fraqueza durante a colocação, redução da permeabilidade por compressão (em particular os geotêxteis e geocompostos) etc. Ensaio realizados em diferentes tipos de geotêxtil indicaram reduções da ordem de 85% para a permeabilidade normal e 65% para a abertura de filtração, quando submetidos a incrementos de tensão normal até 200kPa. (Palmeira, 1997) Se estes aspectos são solucionados durante o projeto e durante a fase de execução, o uso desta alternativa acelera o tempo de construção, podendo, inclusive, reduzir os custos da obra.

Existe, entretanto, muito pouca experiência sobre o uso de geossintéticos em sistemas permanentes de drenagem. Assim sendo, esta técnica deve ser empregada em situações de baixo risco ou em casos nos quais se prevê monitoração contínua, com possibilidade de remoção e reinstalação do elemento drenante, se este se tornar inoperante.

Para a quantificação do comportamento de geossintéticos como elementos de drenagem e filtração, é importante o conhecimento dos seguintes parâmetros:

- a) Permeabilidade ao longo do plano do geossintético ( $k_p$ ).
- b) Permeabilidade normal ao plano do geossintético ( $k_n$ ).
- c) Permissividade ( $\theta$ ), definida como a razão entre o coeficiente de permeabilidade normal e a espessura do geossintético ( $t_{GT}$ ).
- d) Transmissividade ( $\Psi$ ), definida como produto entre a permeabilidade ao longo do plano e a espessura do geossintético.
- e) Abertura de filtração ( $O_f$ ), definida como o tamanho do maior grão de solo capaz de atravessar uma manta geotêxtil. Dependendo do país, a terminologia empregada varia, sendo as mais comuns: AOS (*Apparent Opening Size*, nos Estados Unidos), FOS (*Filtration Opening Size*),  $O_{90}$  ou  $O_{95}$ . (Palmeira et al., 1996).

Assim como os filtros granulares, os geotêxteis devem satisfazer os critérios básicos de condutividade hidráulica (a permeabilidade deve ser superior à do solo a ser drenado) e estabilidade ou retenção (os poros devem ser pequenos o suficiente para reter as partículas de solo). (Fisher et al., 1990)

Várias organizações internacionais estabeleceram critérios de dimensionamento de filtros com geossintéticos (Heerten, 1986; Christopher e Holtz, 1988; CFGG, 1989). Em geral, tais critérios baseiam-se em equações do tipo:

$$\frac{k_n}{k_s} \geq C \quad e \quad \frac{O_f}{D_{85S}} \leq B$$

onde  $k_n$  é o coeficiente de permeabilidade normal ao geotêxtil;  $k_s$  a condutividade hidráulica do solo a ser drenado;  $O_f$  a abertura de filtração do geotêxtil;  $D_{85S}$  o diâmetro correspondente a

15% do material que passa da curva granulométrica do solo a ser drenado;  $C$  e  $B$  constantes. A Tabela 2.12 reproduz o critério proposto pela experiência francesa (CFGG, 1989), que se apresenta como a metodologia mais geral e que incorpora os parâmetros mais importantes nas funções de drenagem e filtragem.

Ressalta-se que os diversos critérios de dimensionamento propostos na literatura adotam diferentes parâmetros e, principalmente, diferentes metodologias de determinação destes parâmetros. Neste sentido, não se recomenda comparar a aplicabilidade dos diferentes critérios para uma situação comum (GEO, 1993).

Uma vez atendidos os condicionantes de permeabilidade e retenção, o geossintético selecionado para o projeto deve também satisfazer aos requisitos de instalação: resistência à tração, resistência ao alongamento, resistência ao puncionamento, resistência ao estouro e resistência à propagação de rasgos.

Na fase de instalação recomenda-se a limpeza da superfície e cuidados na fase de aplicação da manta, de forma a evitar solicitações exageradas ou a presença de vazios entre o solo e o geotêxtil. Na emenda entre mantas recomenda-se, também, um recobrimento mínimo de 0,2m.

Quando utilizado como elemento de drenagem associado a técnicas de impermeabilização superficial (por exemplo, concreto projetado, cortina atirantada etc), o espaçamento entre os geodrenos pode ser ajustado de forma que pelo menos 1/3 da área impermeabilizada esteja coberta com material drenante (GEO, 1996b). As Figuras 2.41 e 2.42 apresentam detalhes de utilização desta alternativa. Em algumas situações, é possível também prever a instalação de faixas de geodrenos horizontais, posicionadas em juntas de construção.



Tabela 2.12 - Critério de dimensionamento de geotêxtil (CFGG, 1989)

Requisito atendido / Regra	Notas
<p>Estabilidade</p> <p><math>O_f &lt; C \times_g D85S</math></p>	<p>i) <math>C_g = C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_4</math></p> <p><math>C_1=1,0 \rightarrow</math> solos bem graduados  <math>0,8 \rightarrow</math> solos uniformes (<math>C_u &lt; 4</math>)</p> <p><math>C_2=1,25 \rightarrow</math> solo denso(*) e confinado  <math>0,8 \rightarrow</math> solo fofo ou não confinado</p> <p><math>C_3=1,0 \rightarrow</math> gradiente hidráulico (i) inferior a 5  <math>0,8 \rightarrow 5 &lt; j &lt; 20</math>  <math>0,6 \rightarrow 20 &lt; i &lt; 40</math> ou fluxo alternado</p> <p><math>C_4=1,0 \rightarrow</math> função de filtração  <math>0,3 \rightarrow</math> função de filtração e drenagem</p> <p>ii) <math>O_f \rightarrow</math> abertura de filtração (AOS, FOS, <math>O_{90}</math> ou <math>O_{95}</math>), determinado em ensaio hidrodinâmico</p> <p>No caso de solos finos, isto é:  <math>C_g \times D85S &lt; 0,05mm</math>  considerar <math>O_f = 0,05mm</math></p> <p>iii) D85S <math>\rightarrow</math> diâmetro correspondente a 85% do material que passa do solo a ser drenado.</p> <p>iv) <math>C_u =</math> coeficiente de uniformidade do solo (<math>C_u = D_{60S}/D_{10S}</math>).</p> <p>v) No caso de solos contendo finos que podem ficar em suspensão (areia fina com baixo teor de argila), deve-se também atender a equação:  <math>4D_{15S} &lt; O_f</math></p> <p>♣ solo denso: <math>GC \geq 95\% \gamma_{d\max}</math> ou <math>DR \geq 65\% DR</math>; onde <math>GC</math> é o grau de compactação, <math>DR</math> a densidade relativa e <math>\gamma_{d\max}</math> peso específico aparente seco máximo</p>
<p>Permeabilidade</p> <p><math>\Psi &gt; A_g \times k_s</math></p>	<p>i) <math>A_g = A_1 \times A_2 \times A_3 \times A_4 \times A_5</math></p> <p>i.1) Em barragens de terra:  <math>(A_1 = 100; A_2 = 3; A_3 = 10; A_4 = 10 \text{ e } A_5 = 3)</math>  <math>\Psi &gt; 10^5 \times k_s</math></p> <p>i.2) Em outras estruturas (taludes, aterros e trincheiras de drenagem etc.)  <math>\Psi &gt; 10^4 \times k_s</math></p> <p>i.3) Em areias limpas, com <math>12\% &lt; 0,08mm</math>  <math>\Psi &gt; 10^3 \times k_s</math></p> <p>ii) <math>k_s</math> condutividade hidráulica do solo</p>

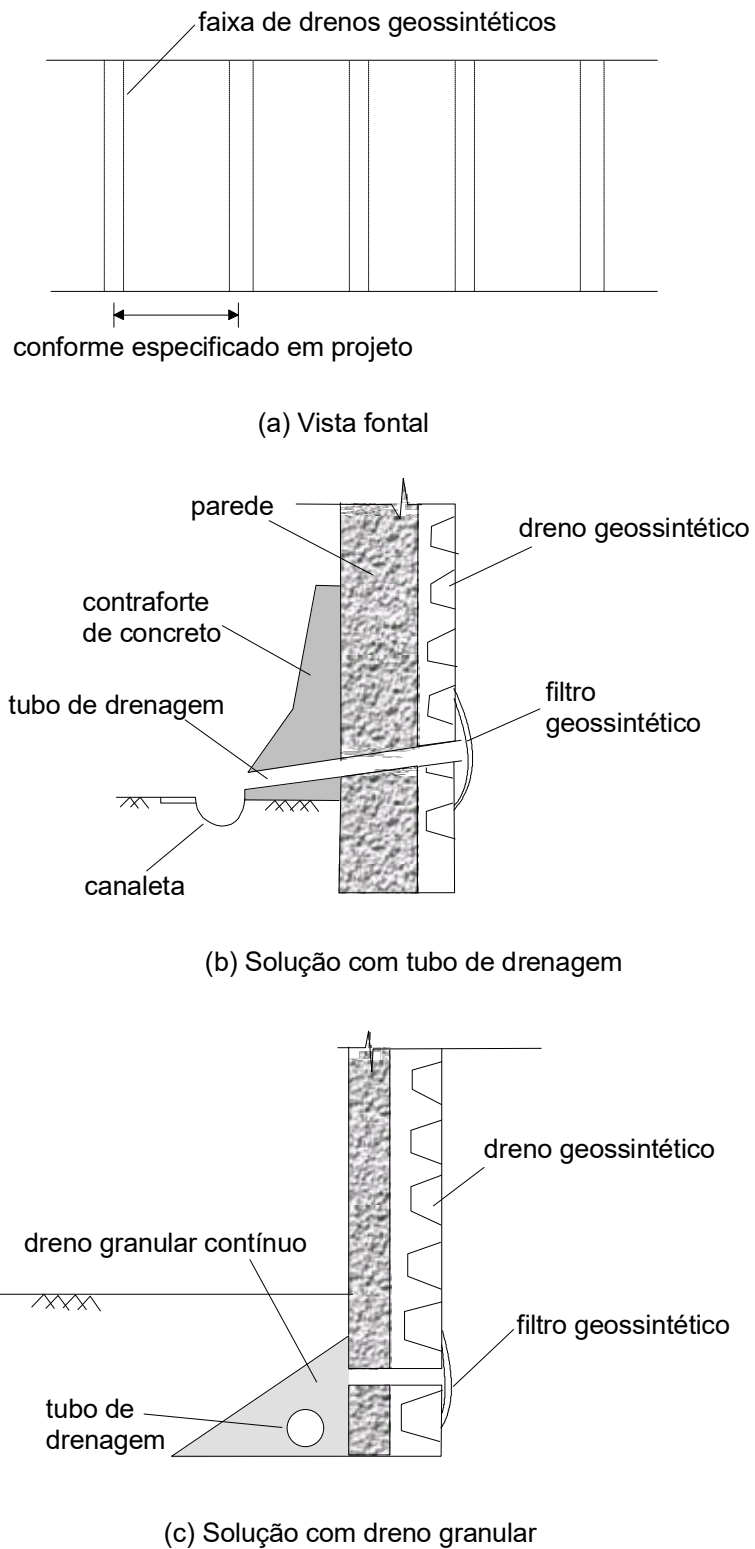
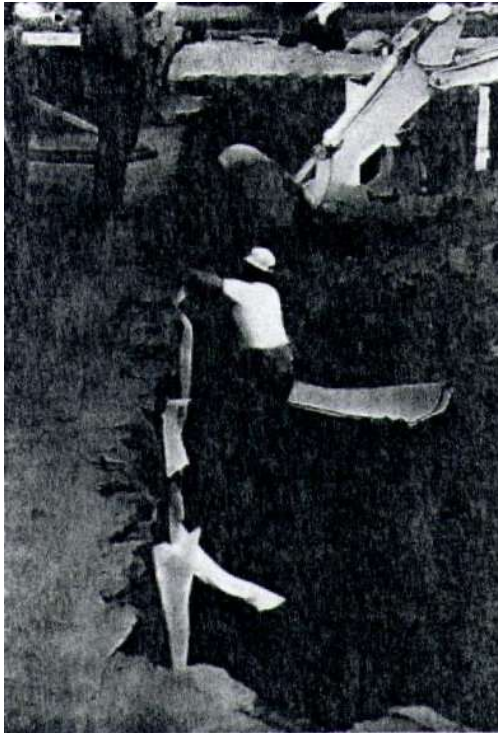
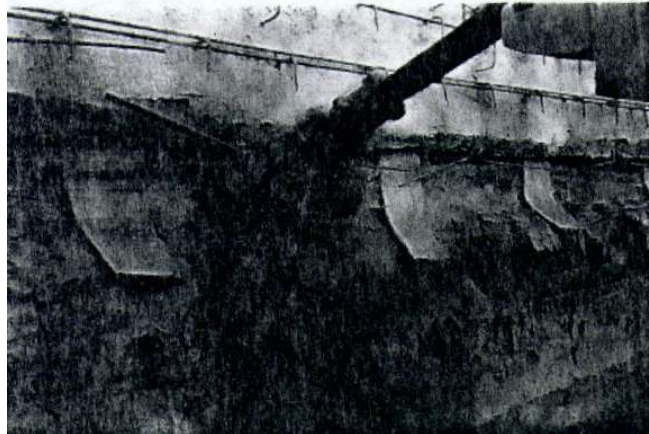


Figura 2.41 - Esquema de utilização de drenos (Poterfield, 1994)



(a) Etapa inicial



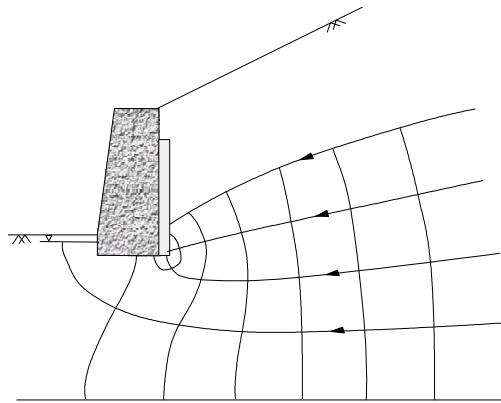
(b) Após execução de painel

Figura 2.42 - Detalhe de instalação de geodreno (Poterfield, 1994)

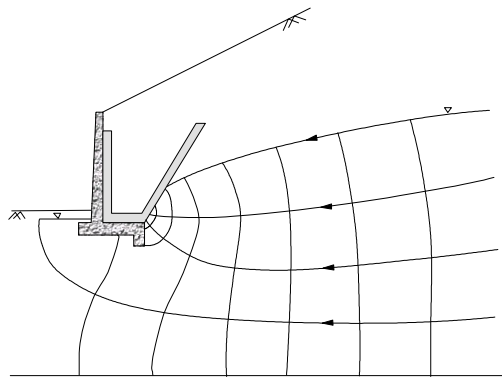
No caso de trincheiras drenantes a instalação do geotêxtil deve ser feita logo após a abertura da vala. O sentido de lançamento do material de enchimento deve ser tal que impeça o deslocamento ou levantamento do geotêxtil nas regiões de recobrimento. Após o enchimento da trincheira e rebatimento do geotêxtil na superfície (fechamento superior do filtro), o selo superior deverá ser imediatamente executado, para impedir a entrada de partículas na vala, devido, por exemplo, à incidência de águas de chuva. A circulação de equipamentos de obra sobre a trincheira drenante antes da sua conclusão deve ser proibida.

#### Drenos Internos em Estruturas de Contenção

O efeito da água em contato com a estrutura de contenção representa uma parcela significativa dos empuxos ativos nela atuantes. A drenagem interna, nestes casos, tem por objetivo aliviar as pressões de água e reduzir a resultante de empuxo. Dependendo da alternativa adotada, a solução gráfica fornece vazões e magnitude de empuxos diferentes (Figura 2.43).



(a) Muro gravidade com dreno vertical

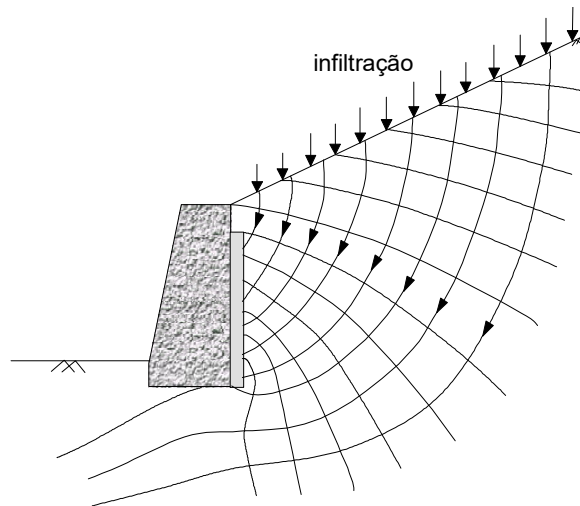


(b) Muro Cantilever com dreno inclinado

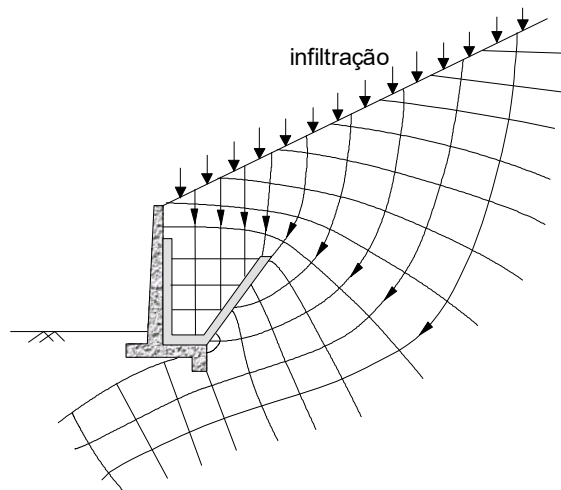
**Figura 2.43 - Redes de fluxo em drenos internos**

Em projetos de contenção, é fundamental que haja um tratamento adequado para os sistemas de drenagem, uma vez que a maior parte das rupturas observadas em estruturas de arrimo ocorre devido à falta ou à execução inadequada destes sistemas.

Quando o dreno é instalado na vertical na face de montante do muro (Figura 2.44a), as águas devido à infiltração na superfície do terreno geram poropressões, que devem ser incorporadas ao dimensionamento da estrutura de contenção. Por outro lado, a forma mais eficiente de se anular o empuxo de água é instalar drenos inclinados (Figura 2.44b). Neste caso, as linhas de fluxo junto à estrutura são essencialmente verticais e, portanto, as poropressões são nulas.



(a) Muro gravidade com dreno vertical



(b) Muro cantilever com dreno inclinado

**Figura 2.44 - Redes de fluxo em drenos internos sujeitos a processos de infiltração**

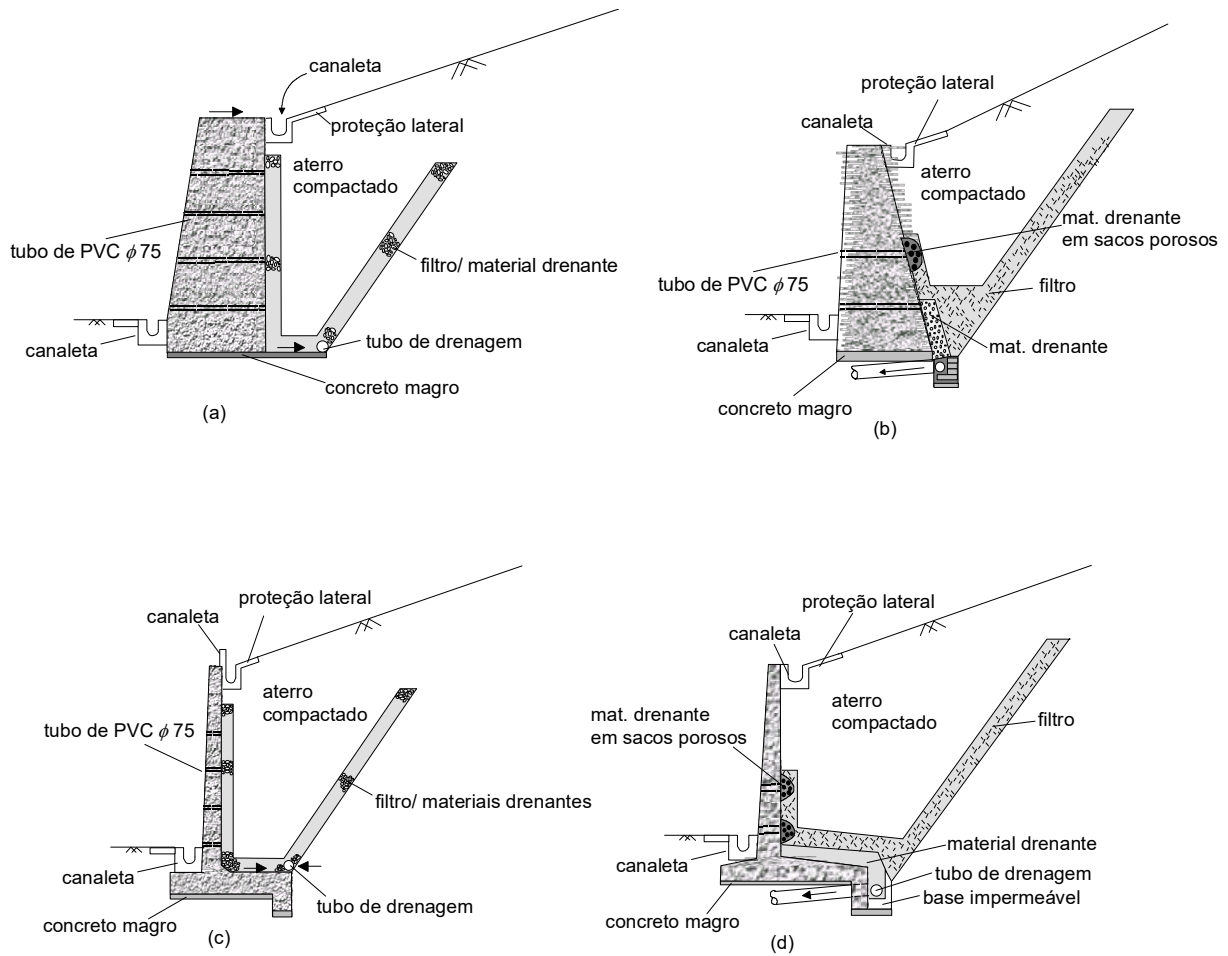
Na prática, quando o muro de contenção possui menos de 2m de altura, a drenagem é em geral feita exclusivamente ao longo da face vertical do muro (Figura 2.45). Em alguns casos, devido a dificuldades executivas ou falta de materiais drenantes, pode ser mais econômico omitir-se a drenagem e projetar o muro considerando o empuxo hidrostático total.



**Figura 2.45 - Muro com contrafortes**

Em estruturas de arrimo com altura superior a 2m, a drenagem deve ser sempre prevista, pois a consideração de empuxo pleno leva a projetos mais robustos, com mais consumo de materiais, passando a ser antieconômico.

Idealmente o sistema de drenagem deve ser inclinado, conforme apresentado na Figura 2.46, devendo as pressões de água ser simplesmente ignoradas no cálculo dos empuxos ativos. Nos casos em que condições geométricas e de estabilidade não conduzam a esta solução, outras disposições podem ser adotadas, conforme as sugeridas na figura 2.47. Nestes casos, as pressões de água, calculadas através de redes de fluxo, deverão ser incorporadas ao cálculo da estabilidade da estrutura e pressões hidrostáticas atuarão contra a parede abaixo do ponto mais baixo de saída da drenagem.

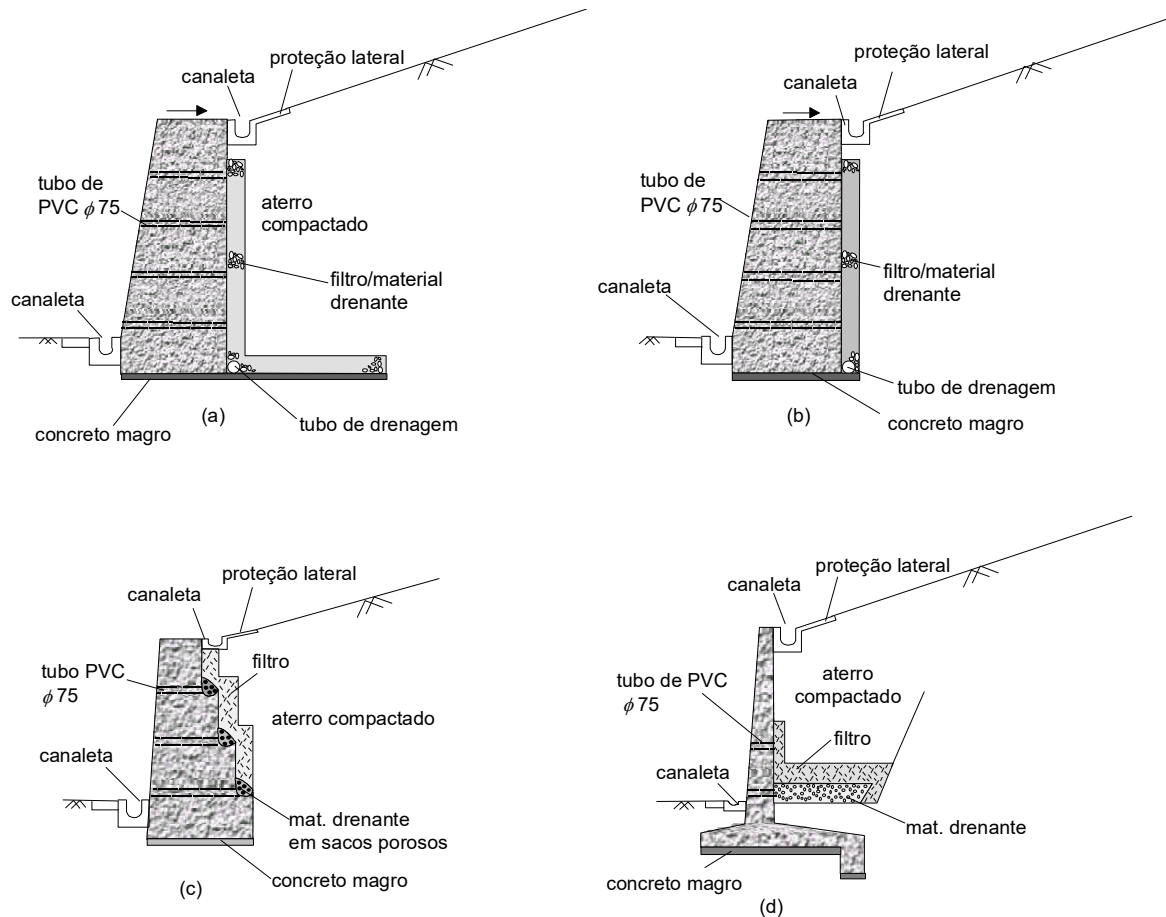


Notas:

i) Onde as camadas do filtro são muito inclinadas, o material drenante pode ser colocado em sacos porosos.

**Figura 2.46 - Sistemas de drenagem em muros de contenção – dreno inclinado**





Nota:

- i) Onde as camadas do filtro são muito inclinadas, o material drenante pode ser colocado em sacos porosos.

**Figura 2.47 - Sistemas de drenagem em muros de contenção**

O dimensionamento hidráulico do sistema de drenagem depende diretamente do projeto do muro e das condições hidrológicas locais (presença de nível d'água no interior do maciço, taxas de infiltração etc.). Por outro lado, os esforços transmitidos à estrutura, informação fundamental para a verificação da estabilidade do muro, dependem do estabelecimento prévio do posicionamento e das características dos elementos drenantes. A solução deste problema passa, então, por um processo iterativo, no qual os diversos elementos são ajustados até que se obtenha uma solução adequada ao projeto em questão.

Para o cálculo da vazão que o sistema de drenagem deverá comportar, é essencial que se conheça a condutividade hidráulica do maciço a drenar, a qual pode ser determinada através de ensaios de permeabilidade no laboratório ou através de ensaios de infiltração e/ou recuperação em furos de sondagem. Como regra geral, recomenda-se que a condutividade hidráulica do material drenante seja no mínimo 100 vezes maior do que a do solo a ser drenado, garantindo uma condição de drenagem livre, isto é:

$$k_d \geq 100 \times k_s$$

onde  $k_d$  e  $k_s$  são a condutividade hidráulica do dreno e do solo, respectivamente.

A espessura do dreno pode ser calculada em função da lei de Darcy ou através do traçado de redes de fluxo, considerando-se, nesta abordagem, o contraste entre as condutividades

hidráulicas do solo e do dreno. (Cedergreen, 1977) No caso da determinação a partir da lei de Darcy, fixa-se a área transversal mínima necessária com base na seguinte expressão.

$$A_d = \frac{q}{k_d i}$$

onde  $A_d$  é a área da seção transversal;  $q$  a vazão captada pelo dreno, estabelecida pela rede de fluxo (fluxo interno e infiltração);  $k_d$  a condutividade hidráulica do dreno e  $i$  o gradiente hidráulico máximo no dreno, definido como a razão entre a máxima perda de carga no dreno e seu correspondente comprimento de percolação. No caso de drenos inclinados, o gradiente hidráulico ( $i$ ) pode ser aproximado como sendo:

$$i = \text{sen}(\beta_d)$$

onde  $\beta_d$  é o o ângulo de inclinação do dreno com a horizontal.

Na prática, a espessura do dreno é estabelecida em função dos condicionantes construtivos, acarretando, em geral, espessuras superiores às definidas em projeto. Como uma estimativa inicial, drenos internos de 30cm são usualmente adequados em projetos de muros com retroaterro compactado.

O uso de geossintéticos, combinando elementos com funções de filtragem e drenagem, tem sido bastante difundido em projetos de estruturas de contenção. Nestes casos recomenda-se reduzir a transmissividade ( $\psi$ ) do dreno por um fator de correção igual a 10 (GEO, 1996).

Independentemente do material adotado, os critérios de dimensionamento de filtros devem ser sempre atendidos. A não-observância a estes critérios tem sido apontada como o principal fator de insucessos.

Durante a construção da estrutura de arrimo, a execução dos drenos deve ser cuidadosamente acompanhada, observando o posicionamento do colchão de drenagem e garantindo que durante o lançamento do material não haja contaminação e/ou segregação.

No caso de estruturas de contenção executadas em concreto armado, furos de drenagem (barbacãs) devem ser executados, em faixa, na face do muro. Neste caso, recomendam-se furos com 7,5cm de diâmetro espaçados de até 1,5m na horizontal e 1,0m na vertical, formando arranjos em posições alternadas. A linha inferior deve ser posicionada aproximadamente 30cm acima da base do muro.

Tratando-se de muros em fogueira (*crib walls*) e gabiões, recomenda-se a instalação de filtro vertical na face interna do muro, a menos que o material de preenchimento atue como filtro, impedindo o carreamento da fração fina do retroaterro.

Em gabiões, recomenda-se, ainda, a instalação de uma camada drenante na base para proteção da fundação contra eventuais processos erosivos. Em gabiões preenchidos com material de alta permeabilidade, a infiltração das águas de chuva pode também causar erosão na base. Sendo assim, sugere-se a instalação de uma camada impermeável na base (GEO, 1996).

## Referências

---

- Alcântara, U.M.A (1962) – *Roteiro para Projeto de Galerias Pluviais de Seção Circular* - Revista Engenharia Sanitária – Associação interamericana de Engenharia Sanitária, seção brasileira, rio de janeiro, julho, ano 1, no.1.
- Andrade, M.H.N. (1990) – *Retroanálise do Escorregamento da Encosta do Cactáreo, Jardim Botânico: Mecanismos de Ruptura* – Tese de Mestrado, PUC-Rio.
- Cedergreen, H.R. (1977) – *Seepage, Drainage and Flow Nets* – ed John Wiley & Sons, Inc., New York
- CFGG (1989) – *Geotextile Manual* – Comitê Francês de Geotêxteis e Geomembranas, Bagneux, França, 64p
- Chowdhury, R.N (1978) - *Slope Analysis* - Elsevier Scientific Publishing Co – Amsterdam
- Coelho Neto, A L. (1987) – *Overland Flow Production in a Tropical Rainforest Catchment: The role of litter cover* – Interdisciplinary Journal of Soil-Science Hydrology-Geomorphology - CATENA, vol.14, no.3, junho.
- Christopher, B.R. e Holtz, R.D. (1988) – *Geotextile Engineering Manual* – United States Federal Highway Administration Geotextile Engineering Workshop, Purdue University, Indiana, 1044p
- DNER (1978) – *Manual de Revestimento Vegetal – Projeto de Pesquisa sobre Revegetação* – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 45 p.
- DNER (1990) – *Manual de Drenagem de Rodovias* – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, 414p
- Dunnicliff, J. e Green, G.E.(1988) – *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance* – ed John Wiley & Sons, New York
- Fendrich, R.; Obladen, N.L.; Aisse, M.M. e Garcias, C.M. (1988) – *Drenagem e Contrôlo da Erosão Urbana* – EDUCA, Editora Universitária Champagnat, 442p.
- Fischer, G.R., Christopher, B.R. and Holtz, R.D. (1990). *Filter criteria based on pore size distribution*. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Netherlands, Vol. 1, p. 289-294.
- GCO (1984) – *Geotechnical Manual for Slopes* - Geotechnical Control Office, Engineering Development Department, Hong Kong, 294p
- GCO (1986) - *Rainstorm Runoff on Slopes* - Special Project Report - SPR 5/86, Geotechnical Control Office, Engineering Development Department, Hong Kong.
- GEO (1993) - *Review of Granular and Geotextile Filters*, Geotechnical Engineering Office , Civil Engineering Department, Hong Kong, no. 1/93, p.141.
- GEO (1995) – *Guide to Slope Maintenance*, Geotechnical Engineering Office , Civil Engineering Department, Hong Kong, no. 1/93, p.100.

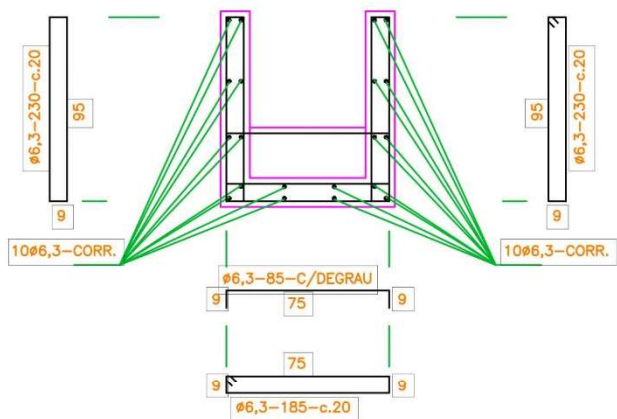
- GEO (1996) – *Guide to Retaining Wall Design*, Geotechnical Engineering Office , Civil Engineering Department, Hong Kong, Geoguide 1, p.267.
- GEO (1996b) – *Application of Prespective Measures to Soil Cut Slopes*, Geotechnical Engineering Office , Civil Engineering Department, Hong Kong, Report nº.56.
- Gerscovich, D.M.S.; de Campos, T.M.P e Vargas Jr, E.A. (1992a) - *Influência de Aspectos 3D no Regime de Fluxo em Encostas* - 1a. Conferência sobre Estabilidade de Encostas - 1o. COBRAE , Rio de Janeiro, novembro, vol.I, pp.559-576.
- Gerscovich, D.M.S.; Vargas Jr, E.A. e de Campos, T.M.P. (1992b) - *Avaliação dos Aspectos que Influenciam a Modelagem Numérica do Regime de Fluxo em uma Encosta do Rio de Janeiro* - 1a. Conferência sobre Estabilidade de Encostas - 1o. COBRAE , Rio de Janeiro, novembro, vol.I, pp.657-674.
- Gerscovich, D.M.S. (1994) - *Fluxo em Meios Porosos Saturados-Não Saturados: Modelagem Numérica com Aplicações ao Estudo da Estabilidade de Encostas na Cidade do Rio de Janeiro* - Tese de Doutorado - Depto. Engenharia Civil - PUC-Rio.
- Gray, D.H. e Leiser, A.T. (1982) – *Biotechnical Solpe Protection and Erosion Control* – ed.Van Nostrand Reinhold Company, New York
- Guerra, A.J.T. e Cunha, S.B. da (1994) – *Geomorfologia: uma Atualização de Bases e Conceitos* – ed. Bertrand Brasil AS, Rio de Janeiro.
- Harr, R.D. (1977) - *Water Flux in Soil and Subsoil on a Steep Forested Slope* - J. Hydrology, 33, pp.37-38.
- Heerten, G. (1986) – *Functional Design of Filters Using Geotextiles* – Proc. of the Third Internbational Conference on Geotextiles, Viena, vol.4, pp.1191-1196.
- Hillel, D. (1971) - *Soil and Water: Physical Principles and Processes* -Academic Press, New York, San Francisco e Londres.
- Kenney, T.C.; Pazin, M. e Choi,W.S. – *Design of Horizontal Drains for Soil Slopes* – Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.103, pp1311-1323.
- Neves, E.T. (1974) – *Curso de Hidráulica* – editora Globo, Porto Alegre, 577p.
- Palmeira, E.M., Fannin, R.J. & Vaid, Y.P. (1996). *A study on the behaviour of soil-geotextile systems in filtration tests*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, December, p. 899-912.
- Palmeira, E.M. (1997). *Propriedades Físicas e Hidráulicas de Geotêxteis Não-Tecidos sob Pressão*. Aceito para publicação em Solos e Rochas, ABMS.
- Poterfield, J.A.; Cottom, D.M. e Byrne, R.J.P.E. (1994) – *Soil Nailing Field Inspectors Manual – Soil Nail Wall* – Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Report no. FHWA-SA-93-068.
- Ribeiro, G (1961) – *Acerca do Cálculo da Vazão de Obras d’Arte* – Revista do Clube de engenharia, fev, pág.16.
- Selby, M.J.(1982) - *Hillslope Materials & Processes* - Oxford University Press, Walton Street, Oxford.
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P. e Talbot, J.R. (1984a) – *Basic Properties of Sand Gravel Filters* – Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.102, pp.69-85.
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P. e Talbot, J.R. (1984b) – *Filters for Clays and Silts* – Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.110, pp.701-718.
- Sousa Pinto, N.L.de; Holtz, A C. T.; Martins, J.A e Gomide, F.L.S (1976) – *Hidrologia Básica* – ed. Edgard Blücher LTDA.
- Tucci, C.E.M.; Porto, R.L. e Barros, M.T. (1995) – *Drenagem Urbana* – ABRH/Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 428p.
- USBR (1974) – *Earth Manual*, United States Bureau of Reclamation, US Government Printer, Washington, 810p.
- USBR (1978) – *Design of Small Canal Structures*, United States Bureau of Reclamation, US Governemt Printer, Washington
- Wilson, C.J. (1988) - *Runoff and Pore Pressures in Hollows* -Tese doutorado , Univ. da Califórnia, Berkeley.

## **Anexo I – Detalhes de Drenagem**

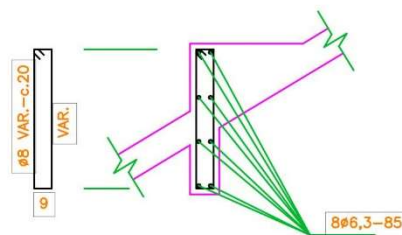
---

CANALETAS 60x60 ARMADURA

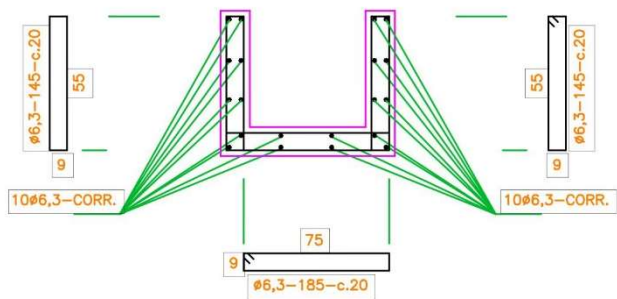
C/ DEGRAUS



VIGA DE APOIO



S/ DEGRAUS

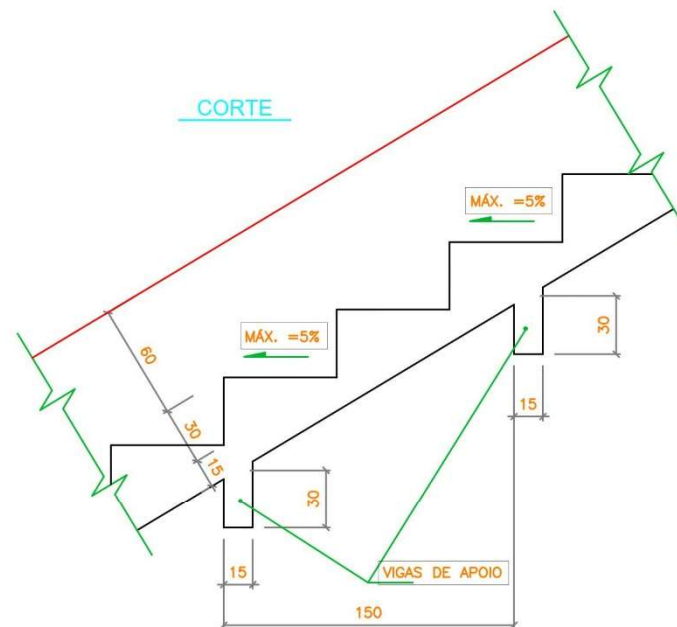


NOTAS

- 1- CONCRETO  $f_{ck}=20$  MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A
- 3- COBRIMENTO DAS ARMADURAS - 3,0cm

CANALETAS 60x60 - FORMAS

CORTE



NOTAS

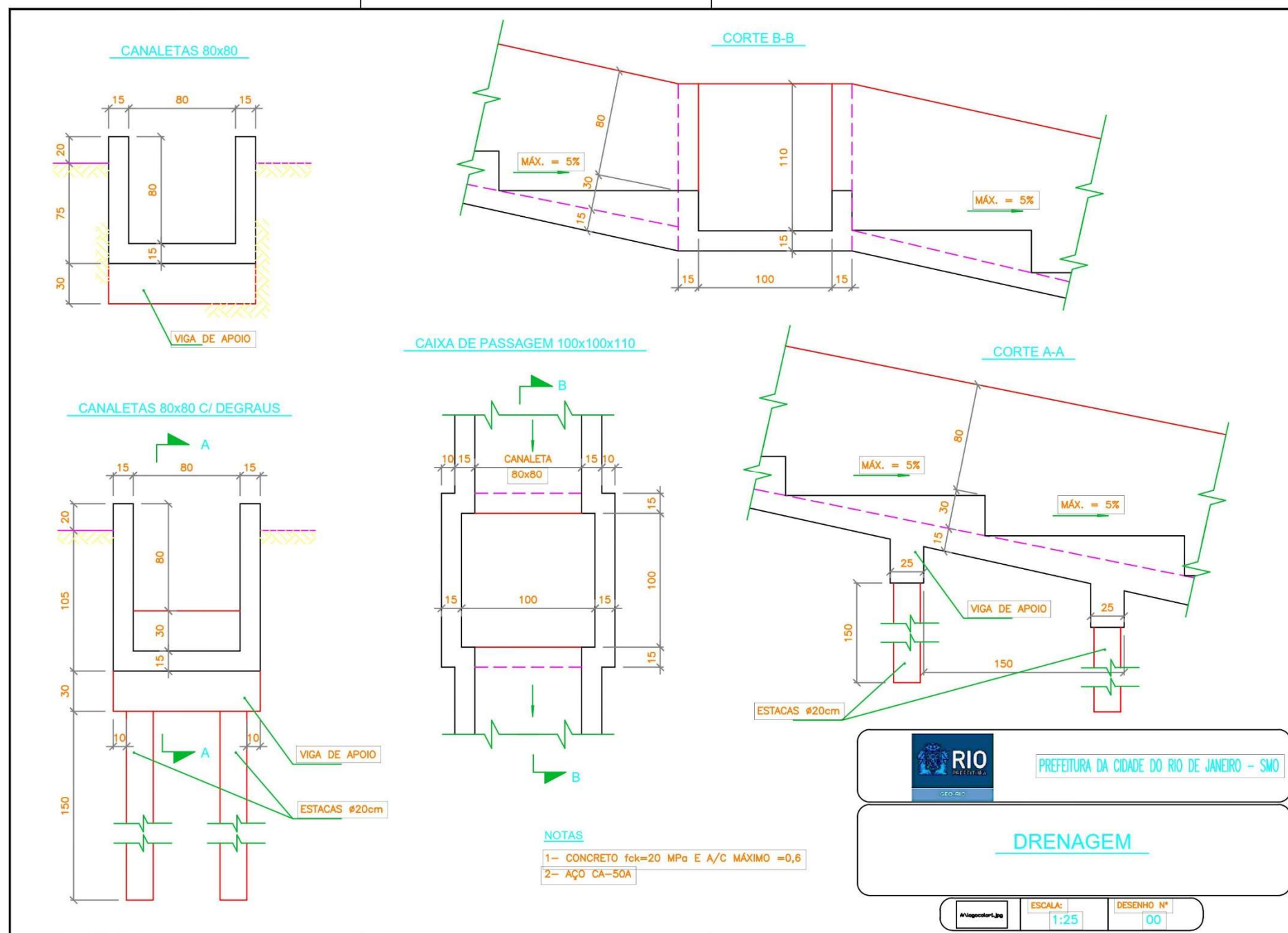
- 1- CONCRETO  $f_{ck}=20$  MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A



PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO - SMO

DRENAGEM

ESCALA: 1:25 DESENHO Nº 00

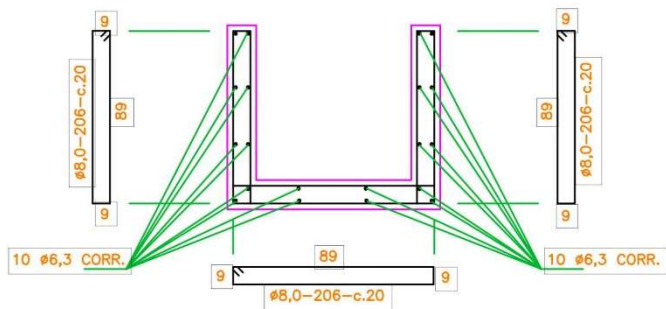




CANALETAS DE DRENAGEM E CAIXA DE PASSAGEM - ARMADURA

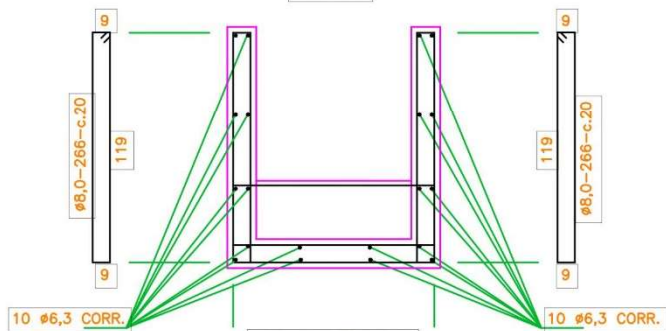
CANALETA 80x80 S/ DEGRAUS

ESC. 1:25



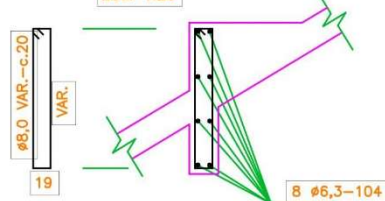
CANALETA 80x80 C/ DEGRAUS

ESC. 1:25



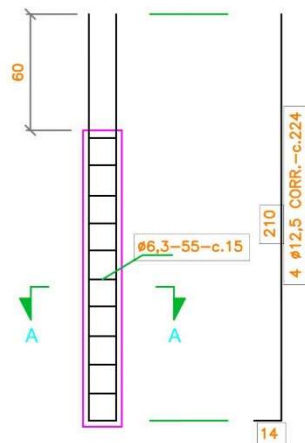
VIGAS DE APOIO

ESC. 1:25



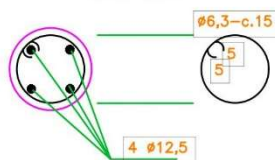
ESTACA Ø 20cm

ESC. 1:25



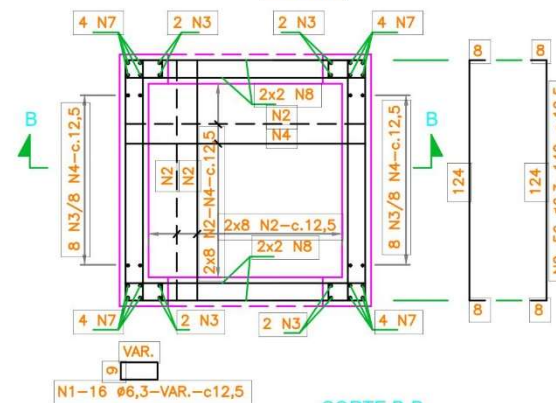
CORTE A-A

ESC. 1:10



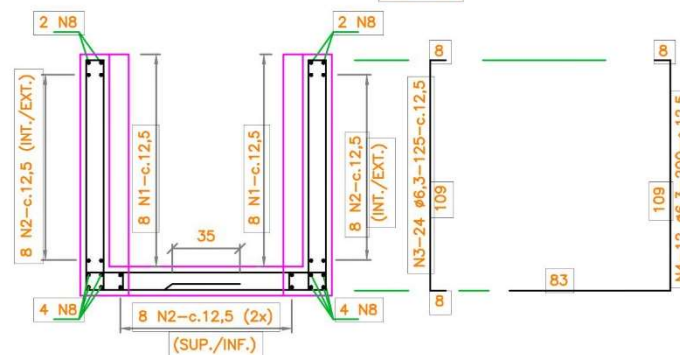
CAIXA DE PASSAGEM 100x100x110

ESC. 1:25



CORTE B-B

ESC. 1:25



AÇO EMPREGADO NA CAIXA

N	Ø	Q	COMPRIMENTO		CARACTERÍSTICA
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)	
1	6,3	32	VAR.	22,40	VAR.
2	6,3	56	140	78,40	8 124
3	6,3	24	125	30,00	8 109
4	6,3	16	200	32,00	83 109
5					
6					
7		16	115	18,40	8 107
8		24	CORR.	34,00	

NOTAS

- 1- CONCRETO  $f_{ck}=20$  MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A
- 3- COBRIMENTO DAS ARMADURAS - 3,0cm



PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO - SMO

DRENAGEM

Allegreter-30

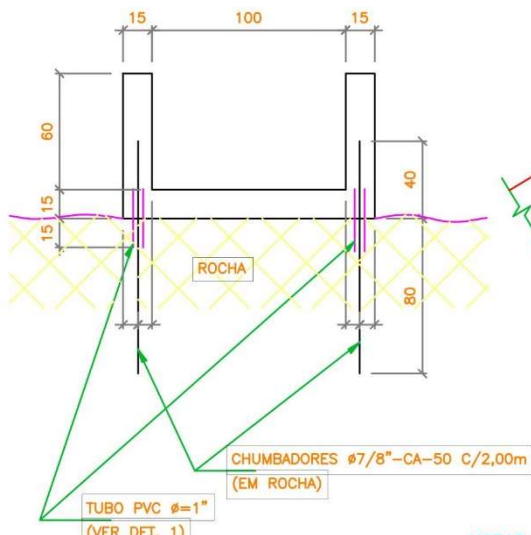
ESCALA: INDICADA

DESENHO Nº 00

**CANALETAS TIPO 1 - 60x100 - FORMAS**

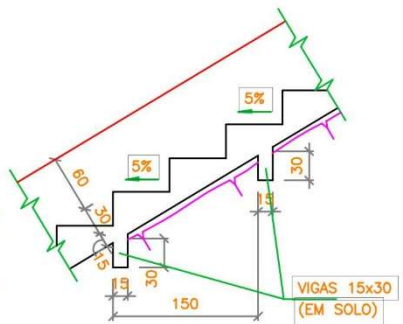
**S/ DEGRAUS**

ESC. 1:25



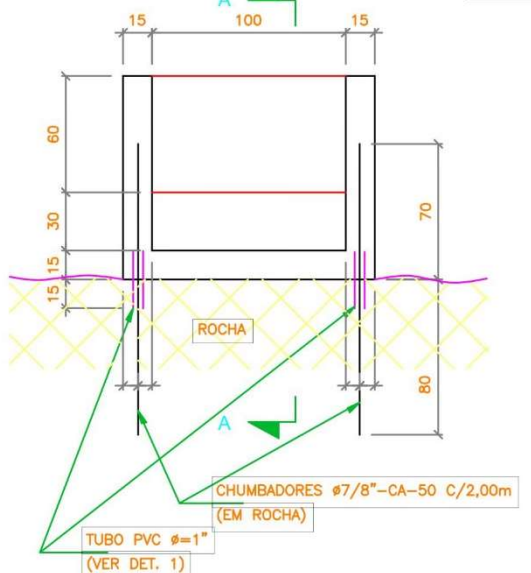
**CORTE A-A**

ESC. 1:50



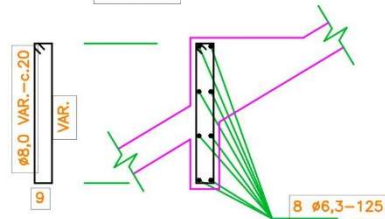
**C/DEGRAUS**

ESC. 1:25



**VIGAS DE APOIO 15x30**

ESC. 1:25



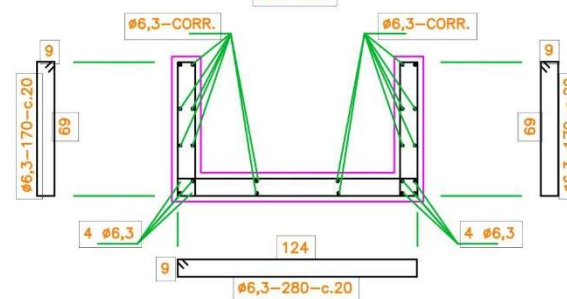
**NOTAS**

- 1- CONCRETO  $f_{ck}=20$  MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A
- 3- COBRIMENTO DAS ARMADURAS - 3,0cm

**CANALETAS TIPO 1 - 60x100 - ARMADURA CHUMBADA EM ROCHA**

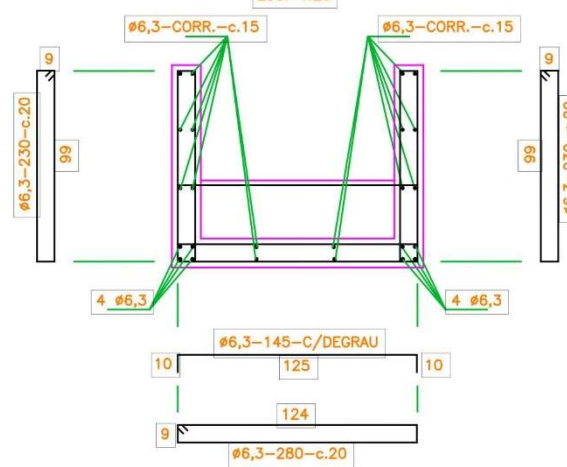
**S/DEGRAUS**

ESC. 1:25



**C/DEGRAUS**

ESC. 1:25



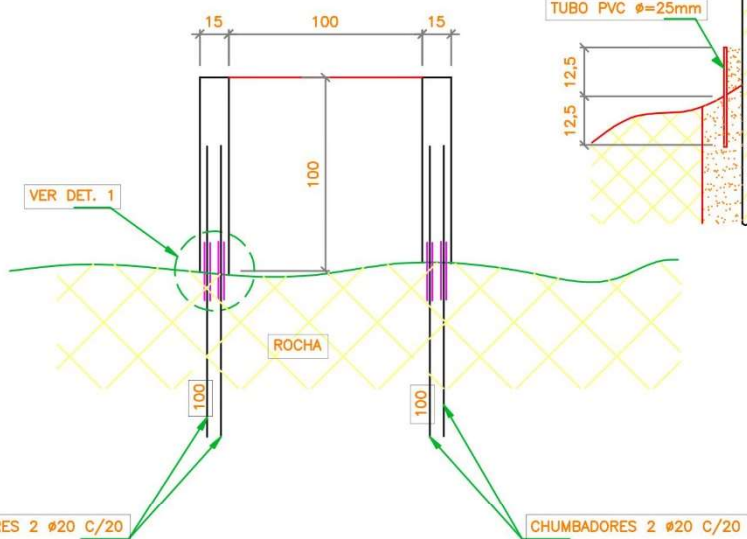
PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO - SMO

**DRENAGEM**

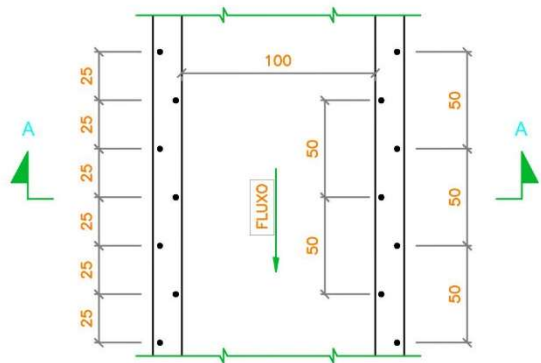
ESCALA:	DESENHO Nº
INDICADA	00

**CANALETA 100X100-FORMA  
CHUMBADA EM ROCHA**

**CORTE A-A**  
ESC. 1:25



**LOCAÇÃO DOS CHUMBADORES-VISTA SUPERIOR**  
ESC. 1:25



**NOTAS**

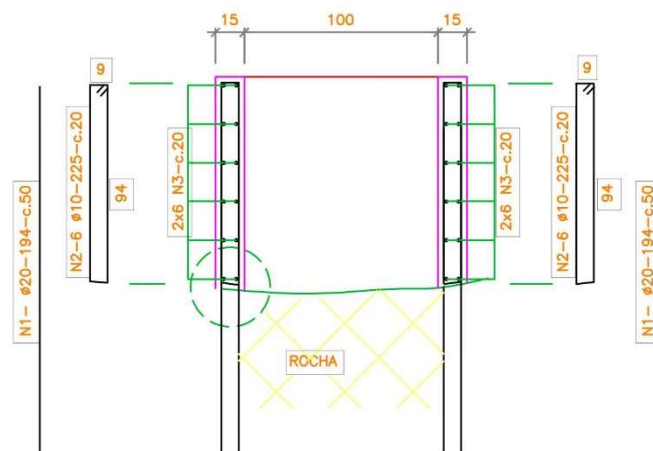
- 1- CONCRETO fck=20 MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A

**DETALHE 1**

(PROTEÇÃO DOS CHUMBADORES)  
S/ ESC.

**CANALETA 100X100-ARMADURA  
CHUMBADA EM ROCHA**

**CORTE A-A**  
ESC. 1:25



**LISTA DE BARRAS**

N	Ø mm	Q	COMPRIMENTO	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	20,0	5	194	10
2	10,0	12	225	27
3	8,0	24	CORR.	24
4				

**RESUMO**

Ø mm	pol.	COMP. TOTAL (m)	MASSA TOTAL (kn)
10,0	3/8	27	17
8,0	5/16	24	10
MASSA			52 kn

**NOTAS**

- 1- CONCRETO fck=20 MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A
- 3- COBRIMENTO DAS ARMADURAS - 3,0cm



PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO - SMO

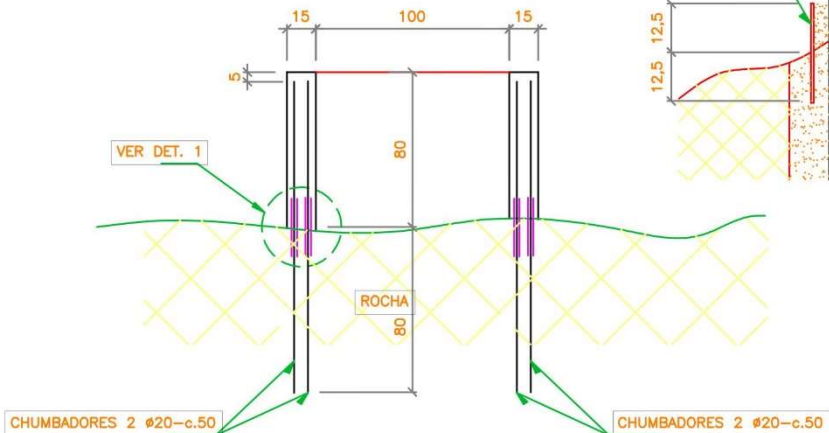
**DRENAGEM**

ESCALA: INDICADA DESENHO Nº: 00



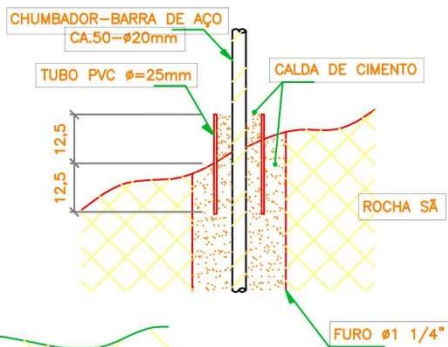
**CANALETA 80X100-FORMA  
CHUMBADA EM ROCHA**

**CORTE A-A**  
ESC. 1:25



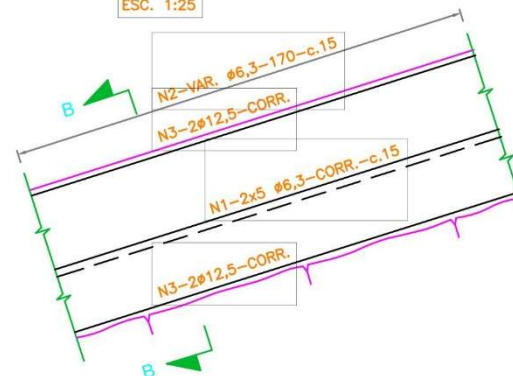
**DETALHE 1**

(PROTEÇÃO DOS CHUMBADORES)  
S/ ESC.



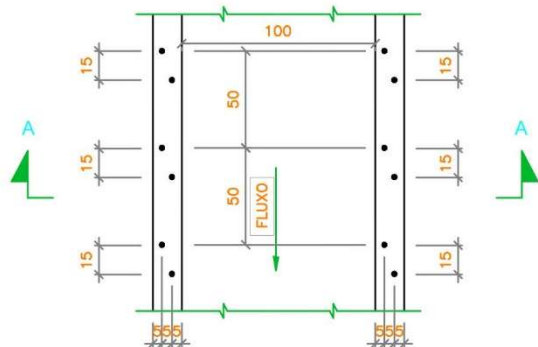
**CANALETA 80X100-ARMADURA  
CHUMBADA EM ROCHA**

**ELEVACÃO**  
ESC. 1:25



**LOCAÇÃO DOS CHUMBADORES-VISTA SUPERIOR**

ESC. 1:25



**NOTAS**

- 1- CONCRETO fck=20 MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A

**LISTA DE BARRAS-CA 50B**

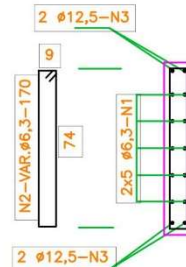
N	Ø mm	Q	COMPRIMENTO	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	6,3	10	CORR.	10
2	6,3	6	170	10,2
3	12,5	4	CORR.	4
4				

**RESUMO P/ METRO DE CANALETA**

Ø mm	pol.	COMP. TOTAL (m)	MASSA TOTAL (kn)
6,3	1/4	20,2	5,05
12,5	1/2	4	4,00
MASSA			9,05 kn

**SEÇÃO B-B**

ESC. 1:25



**NOTAS**

- 1- CONCRETO fck=20 MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A
- 3- COBRIMENTO DAS ARMADURAS - 3,0cm



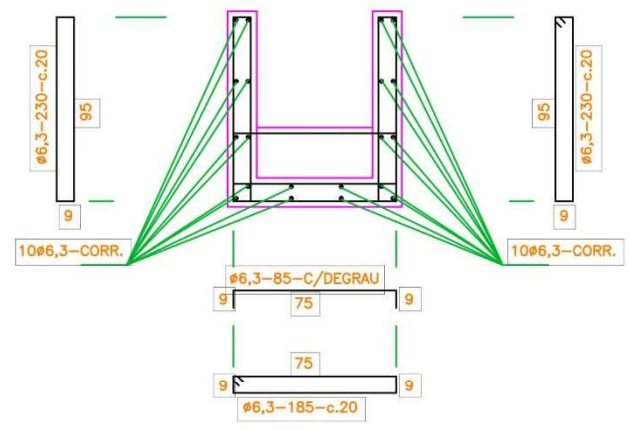
PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO - SMO

**DRENAGEM**

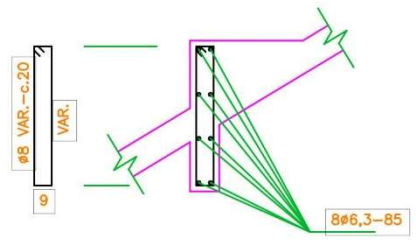
Allegreter-Ljg	ESCALA: INDICADA	DESENHO Nº 00
----------------	---------------------	------------------

CANALETAS 60x60 ARMADURA

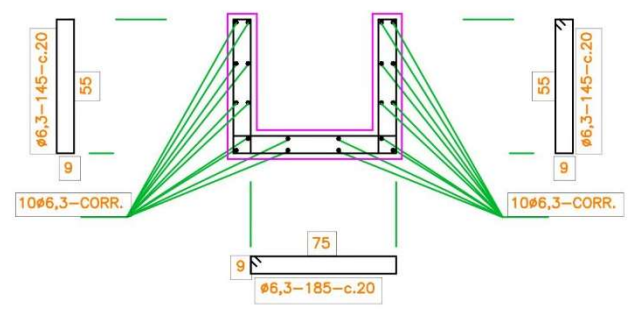
C/ DEGRAUS



VIGA DE APOIO



S/ DEGRAUS

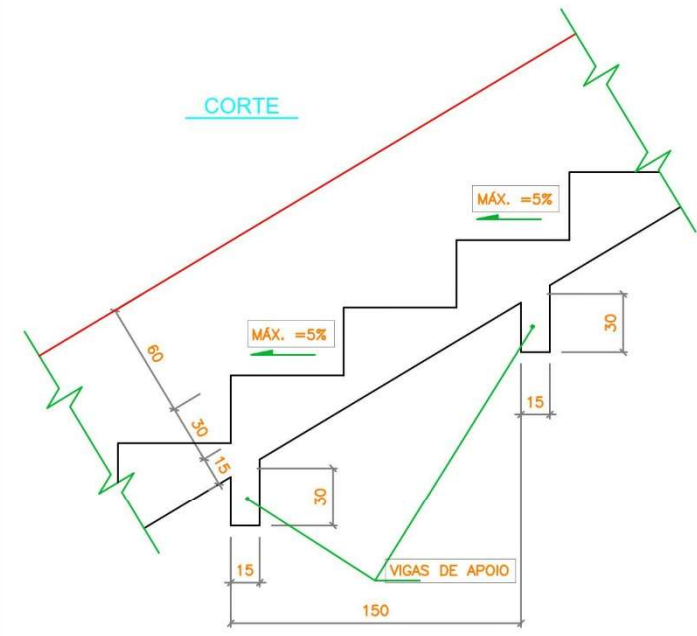


NOTAS

- 1- CONCRETO  $f_{ck}=20$  MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A
- 3- COBRIMENTO DAS ARMADURAS - 3,0cm

CANALETAS 60x60 - FORMAS

CORTE



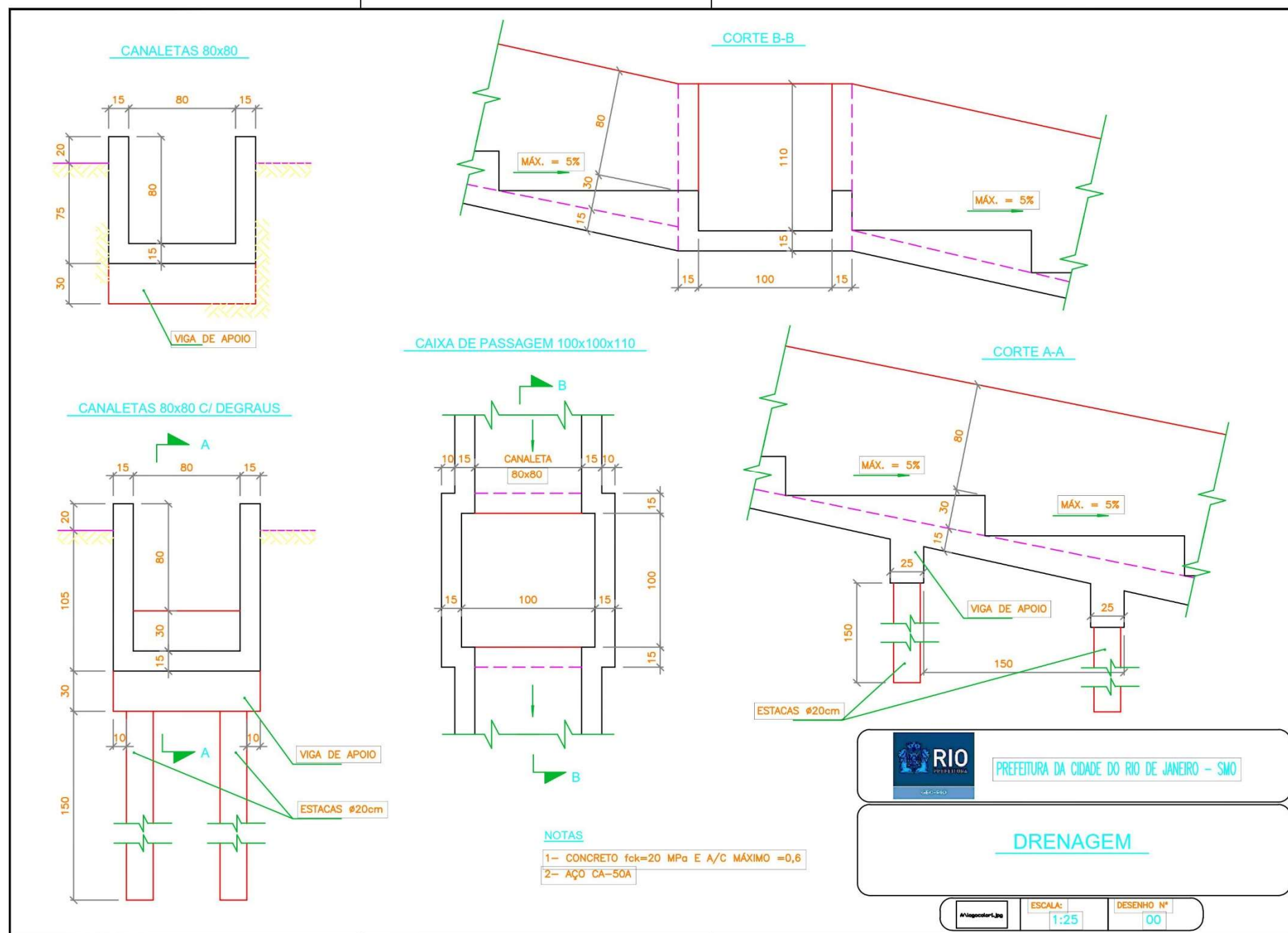
NOTAS

- 1- CONCRETO  $f_{ck}=20$  MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A


**RIO**  
 DE JANEIRO  
 PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO - SMO

DRENAGEM

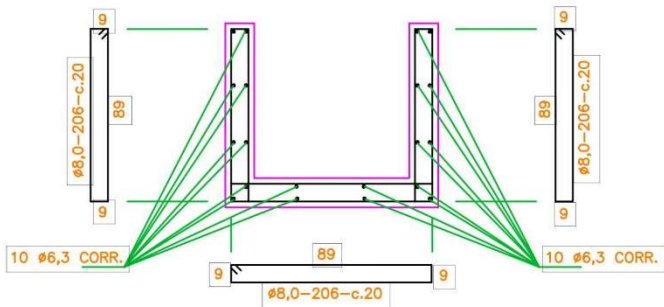
#Ingenier-3.jpg    ESCALA: 1:25    DESENHO Nº 00



CANALETAS DE DRENAGEM E CAIXA DE PASSAGEM - ARMADURA

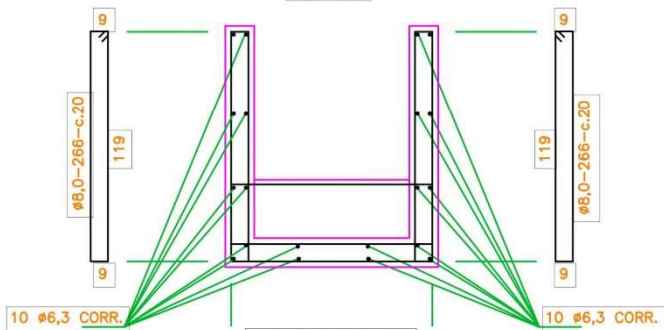
CANALETA 80x80 S/ DEGRAUS

ESC. 1:25



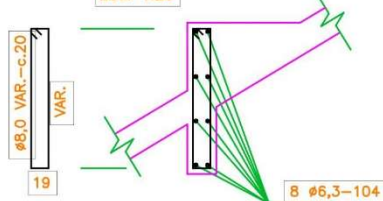
CANALETA 80x80 C/ DEGRAUS

ESC. 1:25



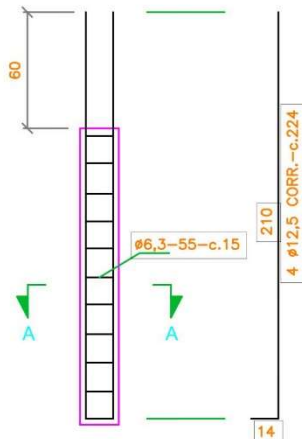
VIGAS DE APOIO

ESC. 1:25



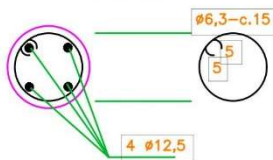
ESTACA Ø 20cm

ESC. 1:25



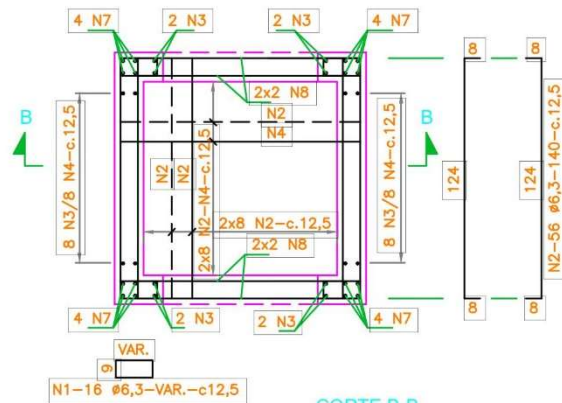
CORTE A-A

ESC. 1:10



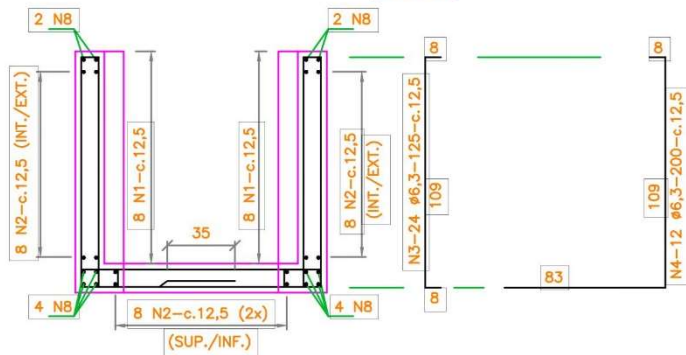
CAIXA DE PASSAGEM 100x100x110

ESC. 1:25



CORTE B-B

ESC. 1:25



AÇO EMPREGADO NA CAIXA

N	Ø	Q	COMPRIMENTO		CARACTERÍSTICA
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)	
1	6,3	32	VAR.	22,40	VAR.
2	6,3	56	140	78,40	8 124
3	6,3	24	125	30,00	8 109
4	6,3	16	200	32,00	83 109
5					
6					
7		16	115	18,40	8 107
8		24	CORR.	34,00	

NOTAS

- 1- CONCRETO fck=20 MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A
- 3- COBRIMENTO DAS ARMADURAS - 3,0cm



PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO - SMO

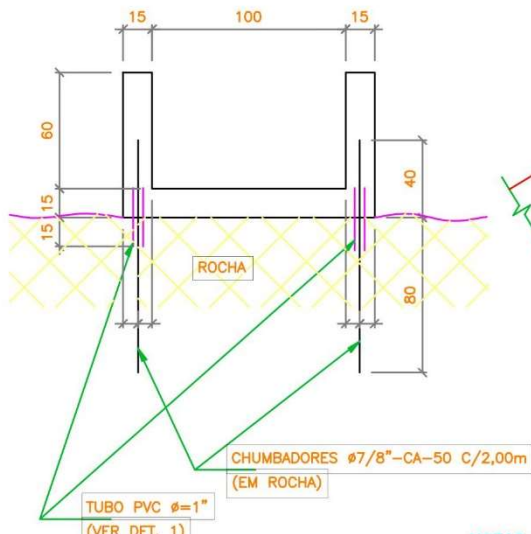
DRENAGEM



**CANALETAS TIPO 1 - 60x100 - FORMAS**

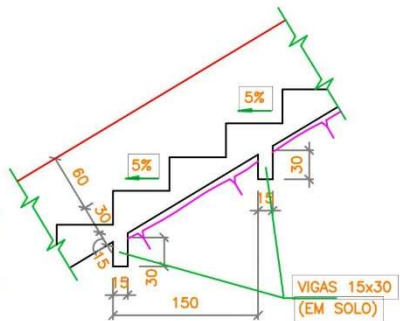
**S/ DEGRAUS**

ESC. 1:25



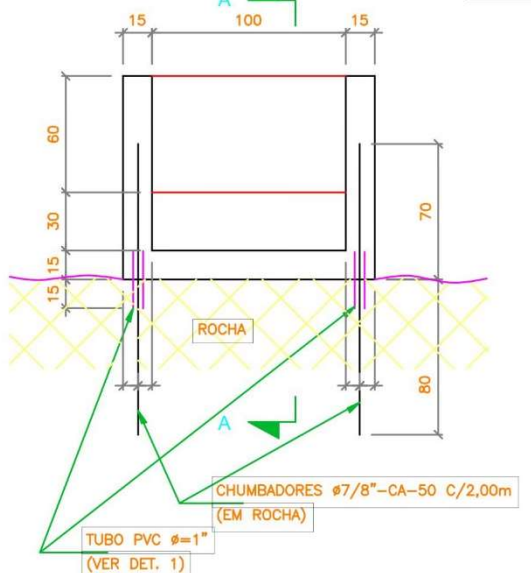
**CORTE A-A**

ESC. 1:50



**C/ DEGRAUS**

ESC. 1:25

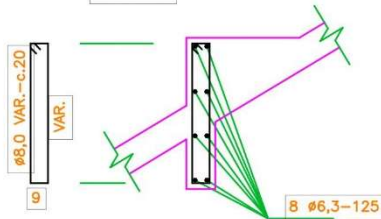


**NOTAS**

- 1- CONCRETO  $f_{ck}=20$  MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A

**VIGAS DE APOIO 15x30**

ESC. 1:25



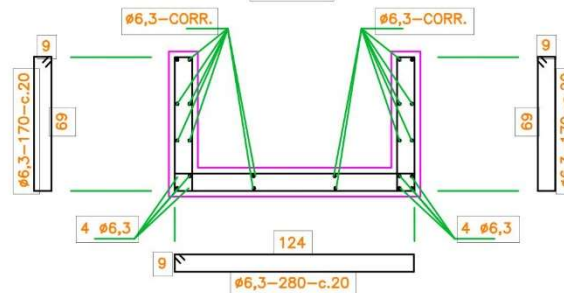
**NOTAS**

- 1- CONCRETO  $f_{ck}=20$  MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A
- 3- COBRIMENTO DAS ARMADURAS - 3,0cm

**CANALETAS TIPO 1 - 60x100 - ARMADURA CHUMBADA EM ROCHA**

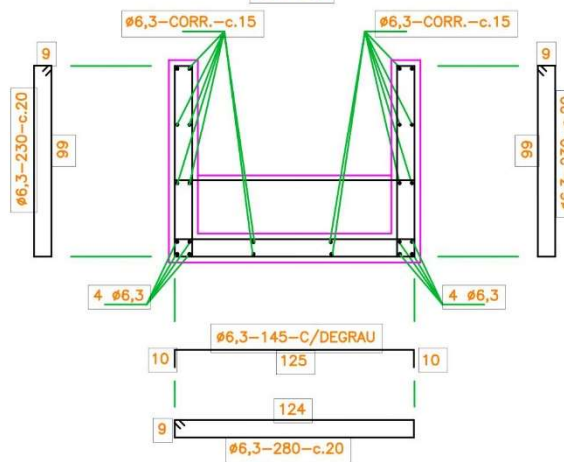
**S/DEGRAUS**

ESC. 1:25



**C/DEGRAUS**

ESC. 1:25



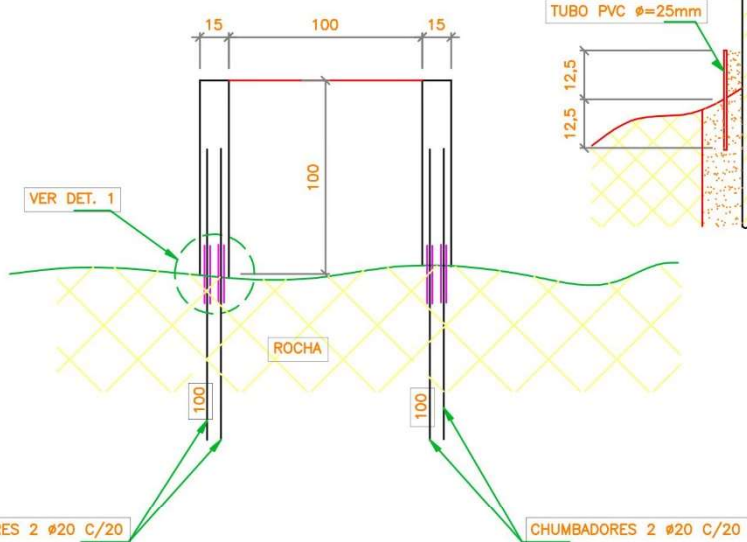
PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO - SMO

**DRENAGEM**

ESCALA:	DESENHO Nº
INDICADA	00

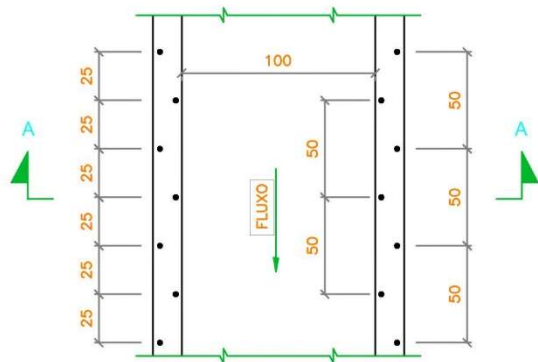
**CANALETA 100X100-FORMA  
CHUMBADA EM ROCHA**

**CORTE A-A**  
ESC. 1:25



**DETALHE 1**  
(PROTEÇÃO DOS CHUMBADORES)  
S/ ESC.

**LOCAÇÃO DOS CHUMBADORES-VISTA SUPERIOR**  
ESC. 1:25

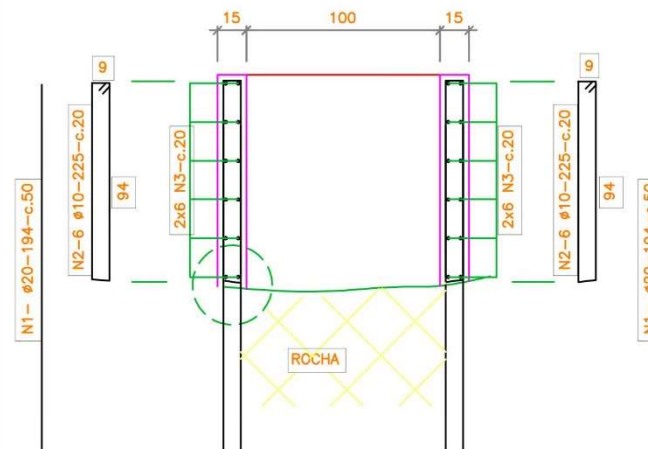


**NOTAS**

- 1- CONCRETO fck=20 MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A

**CANALETA 100X100-ARMADURA  
CHUMBADA EM ROCHA**

**CORTE A-A**  
ESC. 1:25



**LISTA DE BARRAS**

N	Ø mm	Q	COMPRIMENTO	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	20,0	5	194	10
2	10,0	12	225	27
3	8,0	24	CORR.	24
4				

**RESUMO**

Ø mm	pol.	COMP. TOTAL (m)	MASSA TOTAL (kn)
10,0	3/8	27	17
8,0	5/16	24	10
MASSA			52 kn

**NOTAS**

- 1- CONCRETO fck=20 MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A
- 3- COBRIMENTO DAS ARMADURAS - 3,0cm



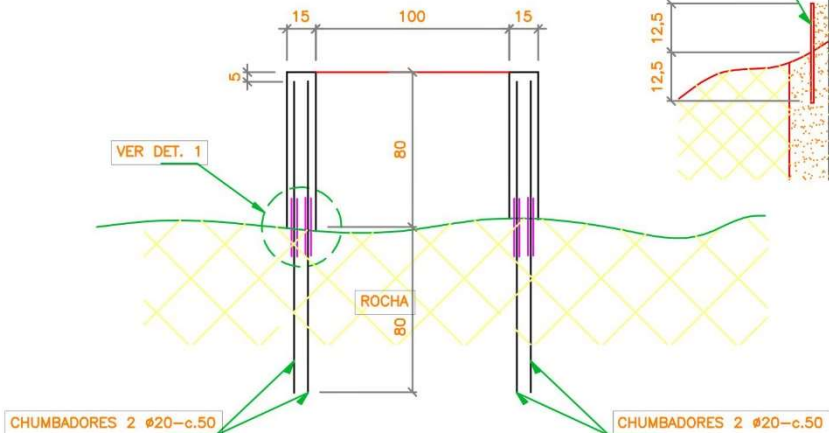
PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO - SMO

**DRENAGEM**

ESCALA: INDICADA DESENHO Nº: 00

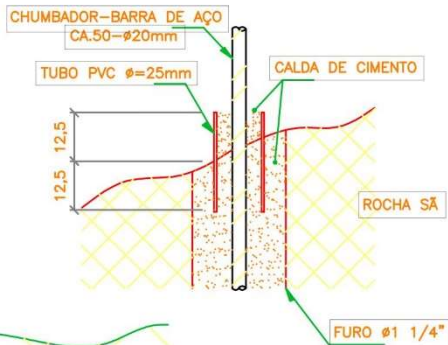
**CANALETA 80X100-FORMA  
CHUMBADA EM ROCHA**

**CORTE A-A**  
ESC. 1:25



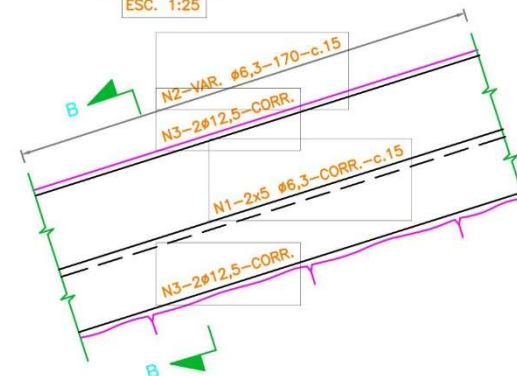
**DETALHE 1**

(PROTEÇÃO DOS CHUMBADORES)  
S/ ESC.



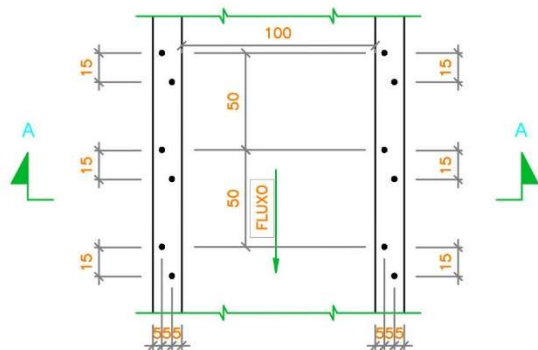
**CANALETA 80X100-ARMADURA  
CHUMBADA EM ROCHA**

**ELEVÇÃO**  
ESC. 1:25



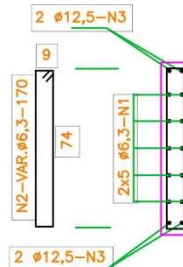
**LOCAÇÃO DOS CHUMBADORES-VISTA SUPERIOR**

ESC. 1:25



**SEÇÃO B-B**

ESC. 1:25



**LISTA DE BARRAS-CA 50B**

N	Ø mm	Q	COMPRIMENTO	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	6,3	10	CORR.	10
2	6,3	6	170	10,2
3	12,5	4	CORR.	4
4				

**RESUMO P/ METRO DE CANALETA**

Ø mm	pol.	COMP. TOTAL (m)	MASSA TOTAL (kn)
6,3	1/4	20,2	5,05
12,5	1/2	4	4,00
MASSA			9,05 kn

**NOTAS**

- 1- CONCRETO fck=20 MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A

**NOTAS**

- 1- CONCRETO fck=20 MPa E A/C MÁXIMO =0,6
- 2- AÇO CA-50A
- 3- COBRIMENTO DAS ARMADURAS - 3,0cm



PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO - SMO

**DRENAGEM**

Allegreter-Ljg	ESCALA: INDICADA	DESENHO Nº 00
----------------	---------------------	------------------