



**ANÁLISE TÉCNICO-ECONÔMICA DO USO DE  
CONCRETO ARMADO E GABIÃO NO  
REVESTIMENTO DE CANAIS DE DRENAGEM**

**RENILSON LUIZ TEIXEIRA**

**2004**

58470

049944

**RENILSON LUIZ TEIXEIRA**

**ANÁLISE TÉCNICO-ECONÔMICA DO USO DE CONCRETO  
ARMADO E GABIÃO NO REVESTIMENTO DE CANAIS DE  
DRENAGEM**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Lavras como parte das exigências do Programa de Pós-graduação em Engenharia Agrícola, área de concentração em Construções Rurais e Ambiente, para a obtenção do título de "Mestre".

Orientador

Prof. Francisco Carlos Gomes

BIBLIOTECA CENTRAL

LAVRAS  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2004

Ficha Catalográfica Preparada pela Divisão de Processos Técnicos da  
Biblioteca Central da UFLA

**Teixeira, Renilson Luiz**

**Análise técnico-econômica do uso de concreto armado e gabião no revestimento de canais de drenagem/ Renilson Luiz Teixeira -- Lavras: UFLA, 2004.**

**57 p. : il.**

**Orientador: Francisco Carlos Gomes.**

**Dissertação (Mestrado) – UFLA.**

**Bibliografia.**

**1. Concreto armado. 2. Gabião. 3. Canal de drenagem. 4. Orçamento de obras.  
I. Universidade Federal de Lavras. II. Título.**

**CDD-624.1834**

**-631.62**

**RENILSON LUIZ TEIXEIRA**

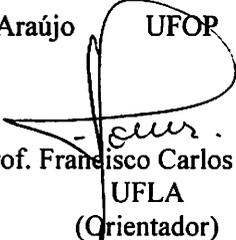
**ANÁLISE TÉCNICO-ECONÔMICA DO USO DE CONCRETO  
ARMADO E GABIÃO NO REVESTIMENTO DE CANAIS DE  
DRENAGEM**

Dissertação apresentada à Universidade Federal  
de Lavras como parte das exigências do Programa  
de Pós-graduação em Engenharia Agrícola, área  
de concentração Construções Rurais e Ambiente,  
para a obtenção do título de "Mestre".

APROVADA em 27/04/2004

Prof. Dr. Jacinto de Assunção Carvalho UFLA

Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo UFOP



Prof. Francisco Carlos Gomes  
UFLA  
(Orientador)

LAVRAS  
MINAS GERAIS - BRASIL

A Deus.

À minha família: Daniela, Matheus, Larissa e Túlio;

Aos meus pais, Evandro e Maria Auxiliadora

Dedico.

## AGRADECIMENTOS

A Deus.

À minha família.

Aos meu pais.

Ao orientador, Prof. Francisco, pela amizade, confiança e orientações.

Ao co-orientador, Prof. Jacinto, pela amizade, confiança e orientações.

A todo corpo docente do curso de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola.

Ao Departamento de Engenharia e à Universidade Federal de Lavras, pela oportunidade de realização do trabalho.

A todos os colegas de curso, pela convivência e troca de conhecimentos.

Enfim, a todos aqueles que, de alguma forma, colaboraram para que este trabalho alcançasse seus objetivos.

## **BIOGRAFIA**

**Renilson Luiz Teixeira** nasceu a 30 de setembro de 1968, em São João Del Rei, MG. Engenheiro civil pela Universidade Federal de Juiz de Fora, MG em 1991, engenheiro de segurança do trabalho pela Universidade de Alfenas em 1997, engenheiro civil da Prefeitura Municipal de Lavras, MG desde 1995, profissional liberal atuante nas áreas de cálculos e projetos estrutural, hidro-sanitário, prevenção e combate a incêndio e em programas e trabalhos relacionados à engenharia de segurança do trabalho.

## SUMÁRIO

RESUMO .....	i
ABSTRACT .....	ii
1 INTRODUÇÃO .....	1
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	3
2.1 Vazão hídrica de projeto.....	3
2.2 Infra-estrutura de drenagem pluvial .....	10
2.3 Dimensionamento hidráulico da seção do canal .....	12
2.4 Canal em concreto armado .....	15
2.5 Canal em gabião .....	25
2.6 Elementos para orçamento de execução de obras .....	33
2.7 Alguns aspectos técnicos para construção de canal em concreto armado .....	36
3 MATERIAIS E MÉTODOS .....	37
3.1 Localização.....	37
3.2 Materiais utilizados .....	37
3.3 Caracterização da área.....	37
3.4 Vazão hídrica de projeto.....	40
3.5 Seção hidráulica .....	41
3.6 Dimensionamento estrutural do canal .....	42
3.7 Orçamento para execução das obras .....	42
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	46
4.1 Tempo de concentração e valores de vazão de projeto .....	46
4.2 Determinação das seções hidráulicas .....	48
4.3 Dimensionamento estrutural do canal .....	49
4.4 Orçamento para execução das obras .....	54
5 CONCLUSÃO .....	55
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	56

## RESUMO

**TEIXEIRA, Renilson Luiz. Análise técnico-econômica do uso de concreto armado e gabião no revestimento de canais de drenagem. 2004. 57p. Dissertação (Mestrado em Construções Rurais e Ambiente) – Universidade Federal de Lavras, MG. \***

Neste trabalho, foi feita a simulação de algumas possibilidades de revestimento de um curso d'água localizado no município de Lavras-MG. Foram adotados dois tipos diferentes de materiais à serem analisados para se efetuar esta canalização, o concreto armado e o gabião. Devido a existência de limitações físicas no local, considerou-se que as paredes do canal, além de promover a contenção do meio líquido em escoamento, tem, também, a finalidade de conter o solo em toda sua extensão. Para as análises das possibilidades de utilização de revestimentos de concreto armado e gabião em cursos d'água foram utilizados os conhecimentos teóricos de hidrologia, hidráulica, de estruturas e de orçamento de obras. Para a determinação das seções do canal foram formuladas hipóteses relacionadas a tempos de recorrências e seções de controle, aumentando o número de dados obtidos para posteriores análises. No estudo de caso apresentado o revestimento em concreto armado apresentou-se, diante das condições locais existentes, a opção de menor custo executivo.

---

\* Comitê Orientador: Francisco Carlos Gomes – UFLA (Orientador), Jacinto de Assunção Carvalho - UFLA (Co-Orientador).

## ABSTRACT

TEIXEIRA, Renilson Luiz. **Technical-economical analysis of draining ditch revetment using reinforced concrete and gabion**. 2004. 57p. Dissertation (Master Program in Agricultural Engineering) – Universidade Federal de Lavras, M.G.

In this work, water stream ditch revetment simulations were done in a stream located in Lavras M.G. Two different kinds of material were adopted and analyzed in order to build the ditch: reinforced concrete and gabion. Due to physical restrains in the site the walls of the channel, and the materials were considered to provide the contention of the liquid matter. The walls also retain the earth through out its extension. Hydrology, hydraulics, structural and cost estimate knowledge was used to analyze the possibilities of water stream revetment. Section control and recurrence time related hypotheses were formulated to determine the ditch section. The reinforced concrete covering was the best option and presented lower cost estimate in the existing conditions in the study of case.

---

\* Guidance Committee: Francisco Carlos Gomes – UFLA (advisor), Jacinto Assunção Carvalho – UFLA (Co-advisor)

# 1 INTRODUÇÃO

A água é fator essencial de desenvolvimento para uma nação e o Brasil, neste aspecto, é um país privilegiado por possuir as maiores reservas de águas superficiais do planeta. Contudo, observa-se que sua degradação em áreas urbanas e agrícolas é mais crítica, principalmente no que diz respeito à remoção da cobertura vegetal original, ocorrendo o comprometimento de ecossistemas, nascentes e matas ciliares. Há também, em áreas urbanas e agrícolas, o lançamento indesejável de materiais e produtos que alteram as condições naturais das águas superficiais e subterrâneas, provocando contaminações que inviabilizam sua utilização para a vida aquática, bem como comprometendo seu uso para o consumo humano e para processos industriais e de irrigação para áreas agrícolas.

A remoção da cobertura vegetal original de bacias de contribuição, além dos inconvenientes relacionados à modificação de ecossistemas existentes, também altera as vazões hídricas pluviais em períodos chuvosos, aumentando a quantidade de águas pluviais superficiais escoadas. Os canais naturais ou talwegues, na maioria das vezes, não estão preparados para esse aumento de vazão, podendo ocorrer degradações nas regiões circunvizinhas as quais mesmo percorrem, e o que de mais comum acontece em áreas urbanas: cheias indesejáveis.

Mais importante do que revestir ou canalizar um curso d'água é promover uma utilização racional da sua bacia de contribuição, em que o poder público, por meio de dispositivos legais, imponha condições para o aproveitamento desta bacia de forma a controlar sua impermeabilização e proteger áreas verdes, nascentes e matas ciliares, principalmente nos alto dos morros.

Há casos em que grandes áreas urbanas e rurais já encontram-se alteradas pela sua utilização inadequada, cujos cursos d'água, com suas conformações e dimensões naturais, não suportam a demanda de águas pluviais superficiais provenientes de sua bacia de contribuição, ocorrendo transtornos e prejuízos financeiros ao longo de seu percurso, propiciando a necessidade da intervenção humana para adaptá-lo a esta nova condição, imposta pela má utilização das áreas em seu entorno. A forma de adaptar um curso d'água a esta situação é a sua canalização, ou seja, a utilização de máquinas, equipamentos e materiais artificiais, que o transformarão em um canal com maiores dimensões e maior resistência física para comportar as vazões hídricas pluviais superficiais da bacia de contribuição.

Há diversas possibilidades, ao se revestir ou canalizar um curso d'água, no que se refere a tipos diferentes de materiais e com relação a suas dimensões. Isto está diretamente relacionado aos critérios que são adotados pelo projetista. Para esta definição, é necessária uma análise criteriosa da bacia de contribuição, utilizando-se teorias da hidrologia, hidráulica e estrutural, podendo chegar à conclusão da solução mais viável, de acordo com os dados obtidos. Esta avaliação leva em consideração, além das condições técnicas, também o fator econômico relacionado à disponibilidade de recursos financeiros.

O objetivo deste trabalho é a simulação de uma canalização de um curso d'água localizado no município de Lavras, MG, verificando as diversas possibilidades, por meio do estudo de sua bacia de contribuição analisando as vazões hídricas de projeto para diferentes períodos de retorno, além de definir dois tipos de revestimentos, concreto armado e gabião, para posteriores análises técnicas e econômicas.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 Vazão hídrica de projeto**

A vazão máxima é o parâmetro inicial para o projeto de um sistema de drenagem pluvial, o qual é função das características locais da região em estudo, ou seja, é diretamente influenciada pela área da bacia de contribuição, da intensidade média máxima de chuva e pelo coeficiente de escoamento superficial.

#### **2.1.1 Área da bacia de contribuição**

Denominada também de bacia hidrográfica, bacia de contribuição é uma região com limitações geográficas, ou geológicas onde ocorre o acúmulo de águas provenientes das precipitações atmosféricas. Parte destas escoam superficialmente por locais dentro desta região, conhecidos como redes de drenagem ou talwegues.

#### **2.1.2 Intensidade de chuva**

A intensidade média máxima de chuva, expressa em mm/h, representa a quantidade de chuva por unidade de tempo para um período de recorrência e duração previstos. Sua determinação é feita por meio de modelos matemáticos que relacionam intensidade, duração e frequência, elaborados a partir de dados de estações pluviométricas, anotados ao longo de vários anos de observação. Pode ser expressa por um modelo matemático geral, segundo Villela & Mattos (1975):

$$I_{m,m} = \frac{K \cdot TR^a}{(t_c + b)^c} \quad (1)$$

em que:

$I_{m,m}$  = intensidade máxima média da precipitação, mm/h;

TR = tempo de retorno, anos;

$t_c$  = duração da precipitação, min.;

K, a, b, c = parâmetros de ajuste, relativos à estação pluviométrica estudada.

### 2.1.2.1 Tempo de retorno

Tempo de retorno é aquele para o qual determinado evento, vazão máxima, seja igualado ou superado pelo menos uma vez.

A escolha do tempo de retorno para determinada obra prende-se tanto à análise de custo e de segurança quanto à capacidade de escoamento. Quanto maior for o tempo de retorno escolhido, maior será o valor de vazão de pico adotado para o projeto e, conseqüentemente, mais onerosa e segura será a obra.

Nas Tabelas 1, 2 e 3 encontram-se valores de tempo de retorno para diferentes tipos de situações.

TABELA 1 Tempo de retorno para diferentes tipos de obras

Descrição da obra	Tempo de recorrência – “T” (em anos)
Redes de drenagem superficial	10
Galerias secundárias	20
Canais urbanos – galerias principais	25 – 50
Canais urbanos em áreas centrais	50 – 100
Bueiros rodoviários	10 – 25

Fonte: Fendrich (1988)

TABELA 2 Sugestão de tempo de retorno para obras hidráulicas

Obra	Tempo de retorno (anos)
Extravador de uma barragem de terra	1000
Barragem de concreto	500
Galeria de águas pluviais	5 a 20
Pequena barragem de concreto	50 a 100

Fonte: Villela & Mattos (1975)

TABELA 3 Períodos de retorno para diferentes ocupações da área

Tipo de obra	Tipo de ocupação da área	T (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviços públicos	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

Fonte: Tucci (2001)

### 2.1.2.2 Tempo de concentração

Tempo de concentração é o tempo em que a chuva, que cai no ponto mais distante da seção considerada de uma bacia, leva para atingir esta seção. Assim, iniciando a contagem dos tempos no início da chuva, se esta cobrir toda bacia, o tempo de concentração mede o tempo que leva para que toda bacia contribua para o escoamento superficial na seção considerada.

O tempo de concentração pode ser estimado por várias equações empíricas estabelecidas para diferentes regiões. Segundo Pruski & Silva (1997), a equação de Kirpich (Equação 2) é uma das mais utilizadas para a obtenção do tempo de concentração para pequenas bacias de contribuição.

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (2)$$

em que:

$t_c$  – tempo de concentração, minutos;

$L$  – extensão do talvegue principal, km;

$H$  – diferença de nível do ponto extremo da bacia em relação ao ponto de saída, m.

Para tempos de concentração em bacias maiores (Chow, 1964), é indicada a Equação 3, que foi obtida para áreas até 24,28 km<sup>2</sup>.

$$t_c = 52,64 \cdot \left( \frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{1/3} \quad (3)$$

em que:

$t_c$  – tempo de concentração, minutos;

$L$  – comprimento do talvegue, km;

$H$  – declividade média do talvegue, m.km<sup>-1</sup>.

### 2.1.3 Coeficiente de escoamento superficial

De acordo com Tucci (2001), bacia revestida por vegetação tende a retardar o escoamento e aumentar as perdas por evapotranspiração. Nas bacias urbanas, onde o revestimento foi alterado, tornando-se mais impermeável, acrescida de uma rede de drenagem mais eficiente, o escoamento superficial aumenta.

O coeficiente de escoamento superficial “C”, ou coeficiente de deflúvio, é caracterizado pela parcela de chuva que não infiltra no solo, representando a parcela que escoar, variável que conforme o tipo de revestimento existente, é definida por meio de resultados de análises experimentais.

Na Tabela 4 são representados coeficientes de escoamento superficial em função das características de tipos de pavimentação de arruamentos e para solos revestidos com grama, conforme a declividade existente.

TABELA 4 Valores do coeficiente “C”

Superfície	C	
	intervalo	valor esperado
Pavimento		
Asfalto	0,70 – 0,95	0,83
Concreto	0,80 – 0,95	0,88
Calçadas	0,75 – 0,85	0,80
Telhado	0,75 – 0,95	0,85
Cobertura: grama solo arenoso		
Plano (2%)	0,05 – 0,10	0,08
Médio (2 a 7%)	0,10 – 0,15	0,13
Alta (7%)	0,15 – 0,20	0,18
Grama, solo pesado		
Plano (2%)	0,13 – 0,17	0,15
Médio (2 a 7%)	0,18 – 0,22	0,20
Declividade alta (7%)	0,25 – 0,35	0,30

Fonte: Tucci (2001)

Em áreas rurais onde a permeabilidade é função do tipo de solo e da declividade, os coeficientes de escoamento superficial “C” estão representados na Tabela 5.

TABELA 5 Valores de “C” para áreas rurais

Tipo de área	C'
1 - Topografia	
terreno plano, declividade de 0,2-0,6 m/km	0,30
Terreno, declividade de 3 – 4 m/km	0,20
Morros, declividade de 30 – 50 m/km	0,10
2 - Solo	
argila impermeável	0,10
permeabilidade média	0,20
Arenoso	0,40
3 - Cobertura	
áreas cultivadas	0,10
árvores	0,20

Fonte: Tucci (2001)

Valores de “C” podem ser apresentados em função das características urbanas locais, ou seja, conforme a forma de ocupação dos imóveis, bem como do tipo de pavimentação existente, como mostrado na Tabela 6.

TABELA 6 Valores de “C” adotados pela Prefeitura de São Paulo

Zonas	C'
<b><i>Edificação muito densa:</i></b> partes centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 – 0,95
<b><i>Edificação não muito densa:</i></b> partes adjacente ao centro, de menos densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 – 0,70
<b><i>Edificações com poucas superfícies livres:</i></b> partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 – 0,60
<b><i>Edificações com muitas superfícies livres:</i></b> partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 – 0,50
<b><i>Subúrbios com alguma edificação:</i></b> partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 – 0,25
<b><i>Matas, parques e campos de esportes:</i></b> partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação	0,05 – 0,20

Fonte: Tucci (2001)

#### 2.1.4 Método racional

A transformação da precipitação atmosférica em vazão pode ser estimada, segundo Tucci (2001), pelo método racional, que é muito utilizado na determinação da vazão máxima de projeto para pequenas bacias ( $\leq 2 \text{ km}^2$ ). Este método tem o princípio básico de considerar a duração da precipitação intensa de projeto igual ao tempo de concentração. Ao considerar esta igualdade, admite-se que a bacia é suficientemente pequena para que esta situação ocorra, pois a duração é inversamente proporcional à intensidade. Em bacias pequenas, as condições mais críticas ocorrem devido a precipitações convectivas que possuem pequena duração e grande intensidade.

A equação do método racional é a seguinte:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \quad (4)$$

em que:

Q – vazão de Projeto ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

C – coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

I – intensidade média máxima ( $\text{mm}/\text{h}$ );

A – área de drenagem ou área da bacia de contribuição (ha)

Para bacias hidrográficas com área de até  $150 \text{ km}^2$  e onde não se encontram dados específicos e informações hidrológicas mais completas, o uso do método racional acrescido de um coeficiente de retardamento pode ser usado (Euclides, 1986), como indicado pela Equação 5 e denominado de fórmula racional modificada.

$$Q = \phi \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \quad (5)$$

$\phi$  - coeficiente de retardamento (Tabela 7)

TABELA 7 Valores de  $\phi$

Área (km <sup>2</sup> )	$\phi$
10 - 30	0,27
30 - 60	0,26
60 - 90	0,25
90 - 120	0,24
120 - 150	0,23

Fonte: Euclides (1986)

O valor da vazão é o parâmetro inicial necessário para a determinação da seção hidráulica de um canal de drenagem de águas pluviais.

## 2.2 Infra-estrutura de drenagem pluvial

De acordo com Chernicharo & Costa (1995), os sistemas de drenagem pluvial, como um item fundamental no planejamento das cidades e no saneamento das mesmas, são constituídos de duas partes:

- microdrenagem: relativa às estruturas locais coletoras de águas pluviais;
- macrodrenagem: relativa aos canais e galerias localizados nos fundos de vale, representando os grandes troncos coletores.

Os dispositivos de macrodrenagem são responsáveis pelo escoamento final das águas pluviais provenientes do sistema de microdrenagem urbana. É importante ressaltar que a rede física de macrodrenagem, ou seja, aquela constituída pelos principais talvegues (fundo de vales, córregos e demais cursos d'água) sempre existe, independente da execução de obras específicas e

tampouco da localização de extensas áreas urbanizadas, por ser escoadouro natural de águas pluviais.

As obras de macrodrenagem visam melhorar as condições de escoamento das águas, de forma a atenuar os problemas de erosões, assoreamento e inundações ao longo dos principais talvegues.

As Figuras 1 e 2 mostram exemplos de obras que se destinam a promover o escoamento de águas pluviais.

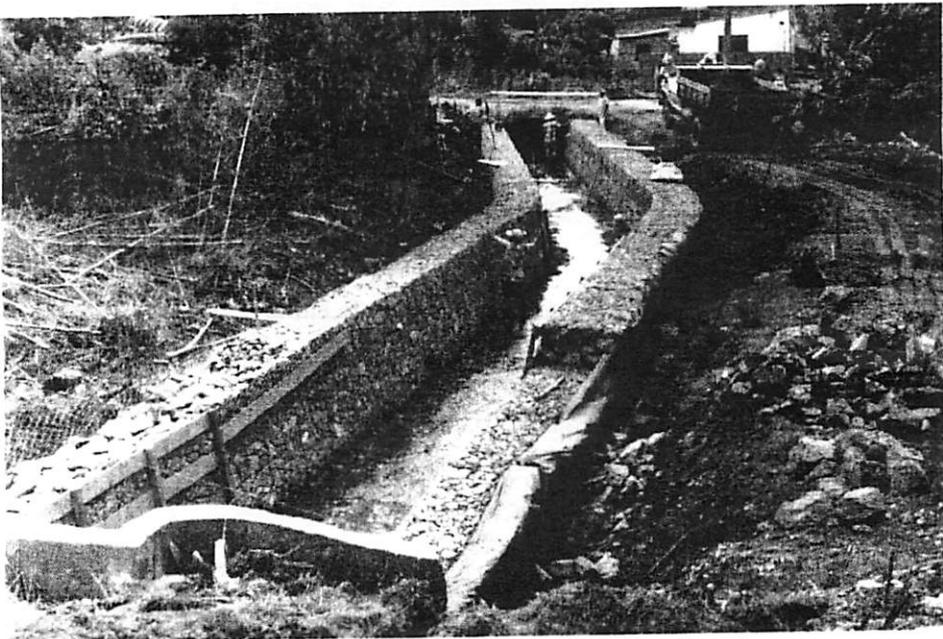


FIGURA 1 Canal em gabião sendo construído no córrego Jardim Floresta, no município de Lavras, MG.



FIGURA 2 Canal em concreto armado sendo construído no córrego do Centenário, no município de Lavras, MG

### 2.3 Dimensionamento hidráulico da seção do canal

Segundo Azevedo et al. (1998), uma das expressões que são utilizadas para o dimensionamento de seções hidráulicas de canais para condução de águas, é a de Manning, sendo:

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot I^{1/2}}{n} \quad (6)$$

em que:

V – velocidade, m/s;

R – raio hidráulico, m;

I – declividade, m/m;

n – coeficiente de atrito (Tabela 8).

TABELA 8 Coeficientes de rugosidade (n) da fórmula de Manning

Natureza das paredes	N
1 – Canais de chapas com rebites embutidos, juntas perfeitas e águas limpas. Tubos de cimento e de fundição em perfeitas condições	0,011
2 – Canais de cimento muito liso de dimensões limitadas, de madeira aplainadas e lixadas, em ambos os casos; trechos retilíneos compridos e curvas de grande raio e água limpa. Tubos de fundição usados	0,012
3 – Canais com reboco de cimento liso, porém com curvas de raio limitado e águas não completamente limpas; construídos com madeira lisa, mas com curva de raio moderado	0,013
4 – Canais com reboco de cimento não completamente liso; de madeira como no nº 2, porém com traçado tortuoso e curvas de pequeno raio e juntas imperfeitas	0,014
5 – Canais com paredes de cimento não completamente lisas, com curvas estreitas e águas com detritos; construídos de madeira não aplainada de chapas rebitadas	0,015
6 – Canais com reboco de cimento não muito alisado e pequenos depósitos no fundo; revestidos por madeira não aplainada; de alvenaria construída com esmero; de terra, sem vegetação	0,016
7 – Canais com reboco de cimento incompleto, juntas irregulares, andamento tortuoso e depósito no fundo; de alvenaria revestindo taludes bem perfilados	0,017
8 – Canais com reboco de cimento rugoso, depósito no fundo, musgo nas paredes e traçado tortuoso	0,018
9 – Canais em alvenaria em más qualidades de manutenção e fundo com barro, ou de alvenaria de pedregulhos; de terra, bem construídos, sem vegetação e com curvas de grande raio	0,020
10 – Canais de chapas rebitadas e juntas irregulares; de terra, bem construídos com pequenos depósitos no fundo e vegetação rasteira nos taludes	0,022
11 – Canais de terra, com vegetação rasteira no fundo e nos taludes	0,025
12 – Canais de terra, com vegetação normal, fundo com cascalhos ou irregular por causa de erosões; revestidos com pedregulhos e vegetação	0,030
13 – Álveos naturais, cobertos de cascalho e vegetação	0,035
14 – Álveos naturais, andamento tortuoso	0,040

Fonte: Carvalho (2000)

Segundo Carvalho (2000), a análise da velocidade do fluxo d'água no canal é importante para que não exceda determinados limites, o que poderá comprometer a durabilidade pelo desgaste das paredes e fundo do canal. Esses valores de velocidades também não podem ser insuficientes a ponto de ocorrer deposição de materiais no leito dos canais, pois isso interfere na vazão do escoamento pela diminuição da seção efetiva para o fluxo normal em que foi feito o dimensionamento.

Nas Tabelas 9 e 10 estão apresentados valores de velocidades em função do tipo de canal e tipo de água a ser conduzida.

**TABELA 9** Velocidades limites, em função do material das paredes do canal

Tipo de canal	Velocidade (m/s)
Canal em areia muito fina	0,20 a 0,30
Canal em areia grossa pouco compactada	0,30 a 0,50
Canal em terreno arenoso comum	0,60 a 0,80
Canal em terreno silico-arenoso	0,70 a 0,80
Canal em terreno argiloso compactado	0,80 a 1,20
Canal em rocha	2,00 a 4,00
Canal de concreto	4,00 a 10,0

Fonte: Carvalho (2000)

**TABELA 10** Velocidades médias mínimas para evitar depósitos

Tipo de Água	Velocidade (m/s)
Água com suspensão fina	0,30
Água com areia fina	0,45
Água de esgoto	0,60
Água pluvial	0,75

Fonte: Carvalho (2000)

## **2.4 Canal em concreto armado**

De acordo com Rocha (1978), Sussekind (1984) e a própria NBR 6118, ABNT (1978), o concreto armado é um material composto, constituído por concreto simples e barras de aço. Os dois materiais constituintes (concreto e aço) devem agir solidariamente para resistir aos esforços a que forem submetidos e devem ser dispostos de maneira a utilizar econômica e racionalmente as resistências próprias de cada um deles.

O princípio básico das peças de concreto armado é combinar o concreto e o aço de maneira tal que, em uma mesma peça, os esforços de tração sejam absorvidos pelo aço e os esforços de compressão pelo concreto. As barras da armadura devem absorver os esforços de tração que surgem nas peças submetidas à flexão ou à tração, já que o concreto possui alta resistência à compressão, porém, pequena resistência à tração. Devido à aderência, as deformações das barras de aço e a do concreto que as envolve devem ser iguais. Tendo em vista que o concreto tracionado não pode acompanhar as grandes deformações do aço, o concreto fissa-se na zona de tração; os esforços de tração são, então, absorvidos apenas pelo aço. A armadura deve, portanto, ser colocada na zona de tração das peças estruturais.

### **2.4.1 Ações atuantes**

De acordo com a NBR8681 (1984), - Ações e segurança nas estruturas, ações atuantes são classificadas segundo sua variabilidade no tempo:

#### **a) Ações permanentes (g)**

- Diretas: peso próprio da estrutura, peso de elementos construtivos permanentes (paredes), peso de equipamentos fixos, empuxo de terra não removível.
- Indiretas: protensão, recalques de apoios.

b) Ações variáveis (q): cargas acidentais, efeito do vento, variação da temperatura, forças de impacto, cargas móveis em pontes, pressão hidrostática.

c) Ações excepcionais: explosões; terremotos; incêndios; enchentes.

As estruturas de concreto armado, enterradas, em forma geométrica cúbica e destinadas a promover a contenção de líquidos, como representado na Figura 3, estarão sujeitas às ações atuantes mostradas na Figura 4, segundo Rocha (1978) e Sussekind (1984).

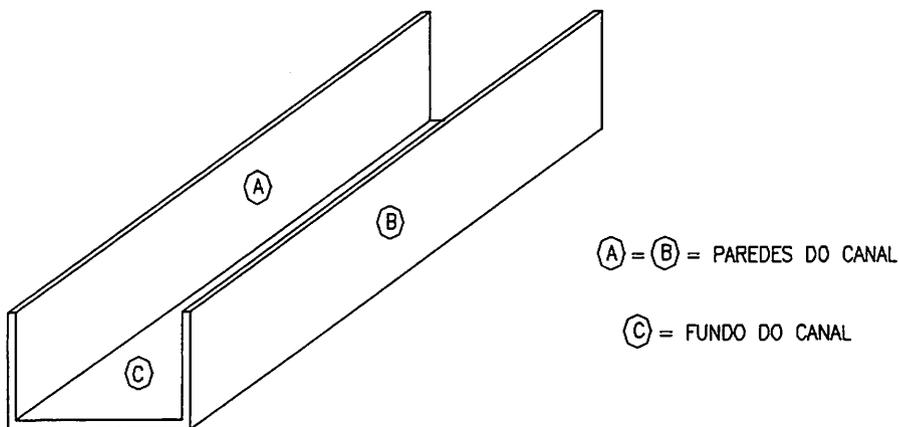
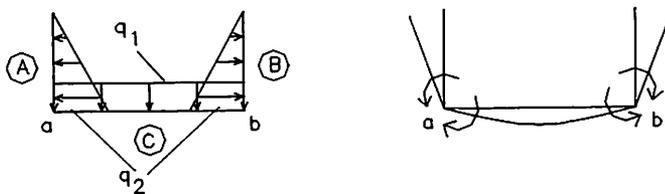
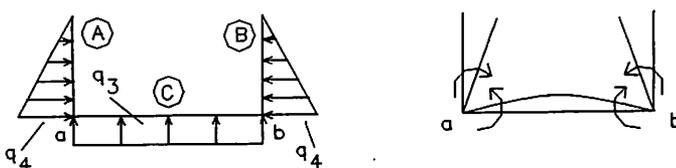


FIGURA 3 Representação de uma seção típica de canal em concreto armado



a) CANAL CHEIO - AÇÃO DO MEIO LÍQUIDO



b) CANAL VAZIO - AÇÃO DO SOLO E DA SUBPRESSÃO

FIGURA 4 Ações atuantes em uma seção típica de canal em concreto armado, sob as condições de trabalho quando cheio (a) ou vazio (b)

Para as condições do canal cheio, Figura 4 (a), temos:

$$q_1 = \gamma_a \cdot h \quad (7)$$

em que:

$q_1$  = ação do peso da água no fundo do canal ( $\text{KN/m}^2$ );

$\gamma_a$  = peso específico da água ( $10 \text{ KN/m}^3$ );

$h$  = altura da parede do canal (m).

$$q_2 = \gamma_a \cdot h \quad (8)$$

em que:

$q_2$  = ação da água nas paredes do canal (KN/m<sup>2</sup>);

$\gamma_a$  = peso específico da água (10 KN/m<sup>3</sup>);

$h$  = altura da parede do canal (m).

Para as condições do canal cheio, Figura 4 (b), temos:

$$q_3 = \gamma_a \cdot h \quad (9)$$

em que:

$q_3$  = ação da sub-pressão no fundo do canal (KN/m<sup>2</sup>);

$\gamma_a$  = peso específico da água (10 KN/m<sup>3</sup>);

$h$  = altura da parede do canal (m).

$$q_4 = K_a \cdot \gamma_s \cdot h \quad (10)$$

em que:

$q_4$  = ação do empuxo do solo nas paredes do canal (KN/m<sup>2</sup>);

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo (adimensional);

$\gamma_s$  = peso específico do solo (KN/m<sup>3</sup>);

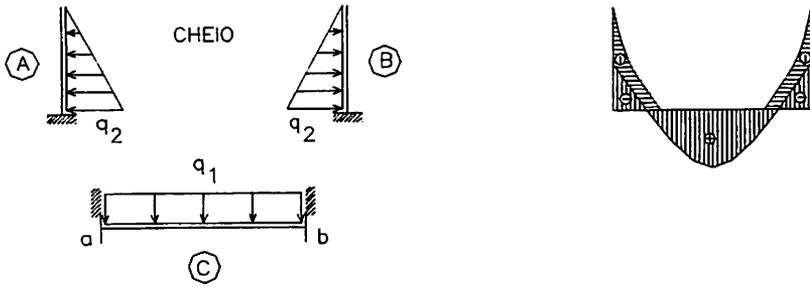
$h$  = altura da parede do canal (m).

#### 2.4.2 Esforços solicitantes

Trata-se de uma análise completa com a determinação de todos os esforços que serão considerados no dimensionamento estrutural, utilizando-se procedimentos técnicos da teoria da análise estrutural e da resistência dos materiais.

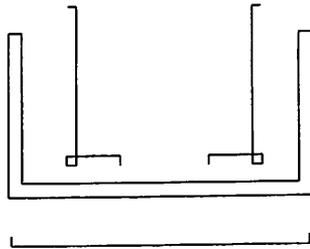
Em estruturas de concreto armado, enterradas, na forma geométrica cúbica, destinadas a promover a contenção de líquidos e sob a ação das cargas

atuantes, as mesmas apresentarão seu comportamento estrutural como mostram as Figuras 5 e 6, de acordo com Rocha (1978) e Sussekind (1984).



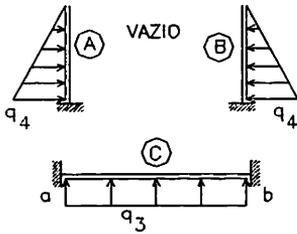
a) Estado de carregamento

b) Estado de solicitação – DMF

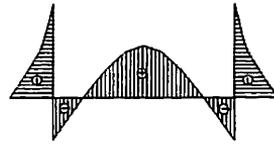


c) Posicionamento das armaduras

FIGURA 5 Comportamento estrutural da seção típica de um canal em concreto armado, sob a ação de um meio líquido em seu interior



a) Estado de carregamento



b) Estado de solicitação – DMF



c) Posicionamento das armaduras

FIGURA 6 Comportamento estrutural da seção típica de um canal em concreto armado vazio.

Os momentos fletores para o dimensionamento das paredes e do fundo do canal estão apresentados pelas equações 11, 12 e 13 (Amaral, 1977), respectivamente, para o carregamento triangular e uniformemente distribuído, com esgastamento nas extremidades.

$$M = \frac{q \cdot h^2}{6} \quad (11)$$

em que:

M = momento fletor na extremidade do vão engastado (KN.m) – carregamento triangular;

$q$  = ação a ser considerada ( $\text{KN/m}^2$ );  
 $h$  = altura da parede do canal (m).

$$M_1 = \frac{q \cdot b^2}{12} \quad (12)$$

em que:

$M_1$  = momentos fletores nas extremidades dos vãos engastado ( $\text{KN.m}$ ) – carregamento uniformemente distribuído;

$q$  = ação a ser considerada ( $\text{KN/m}^2$ );  
 $b$  = largura da base do canal (m).

$$M_2 = \frac{q \cdot b^2}{24} \quad (13)$$

em que:

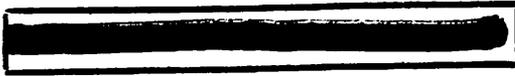
$M_2$  = momento fletor no meio do vão ( $\text{KN.m}$ ) – carregamento uniformemente distribuído;

$q$  = ação a ser considerada ( $\text{KN/m}^2$ );  
 $b$  = largura da base do canal (m).

### 2.4.3 Dimensionamento estrutural

O dimensionamento de peças de concreto armado segue a NBR6118, ABNT (1978) – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado.

A determinação da armadura principal, que deve ser posicionada perpendicularmente ao eixo longitudinal da peça estrutural, é feita considerando uma flexão simples, como mostra a Figura 7 e utilizando a Tabela 11, indicada em Pinheiro (1986). Com isto se faz simultaneamente a verificação da



capacidade resistente do concreto sob ação de tensões normais e determina-se a área da armadura longitudinal.

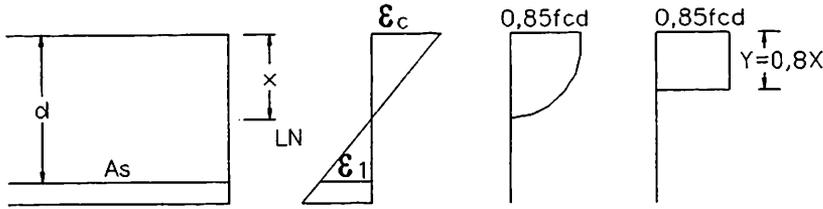


FIGURA 7 Flexão simples em seção retangular – armadura simples

$$k_c = \frac{b d^2}{M_d} (\text{cm}^2 / \text{KN}) \quad (14)$$

$$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2 / \text{KN}) \quad (15)$$

em que:

$k$  = parâmetro que indica forma de trabalho da seção fletida ( $\text{cm}^2/\text{KN}$ );

$M_d$  = momento fletor de cálculo ( $\text{KN.cm}$ );

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$  - resistência de cálculo do concreto a compressão ( $\text{MPa}$ );

$f_{ck}$  = tensão (resistência) característica do concreto;

$\gamma_c$  = coeficiente de segurança do concreto;

$f_{yd} = f_y/\gamma_s$  - resistência de cálculo do aço à tração ( $\text{MPa}$ );

$f_y$  = limite de escoamento do aço à tração;

$\gamma_s$  = coeficiente de segurança do aço;

$b$  = largura da peça fletida ( $\text{cm}$ );

$d$  = altura útil da peça fletida ( $\text{cm}$ );

$A_s$  = armadura de tração ( $\text{cm}^2$ ).

TABELA 11 Flexão simples em seção retangular – armadura simples

$\beta_x = \frac{x}{d}$	$K_c$								$K_s$				DOMÍNIO
	C-9	C-12	C-13,5	C-15	C-18	C-21	C-24	C-27	CA-25	CA-50A	CA-50B	CA-60B	
0,02	115,30	86,50	78,90	69,20	57,70	49,40	43,20	38,40	0,046	0,023	0,023	0,019	2
0,04	58,10	43,60	38,70	34,90	29,10	24,90	21,80	19,40	0,047	0,023	0,023	0,019	
0,06	39,10	29,30	26,00	23,40	19,50	16,70	14,60	13,00	0,047	0,024	0,024	0,020	
0,08	29,50	22,20	19,70	17,70	14,80	12,70	11,10	9,80	0,048	0,024	0,024	0,020	
0,10	23,80	17,90	15,90	14,30	11,90	10,20	8,90	7,90	0,048	0,024	0,024	0,020	
0,12	20,00	15,00	13,30	12,00	10,00	8,80	7,50	6,70	0,048	0,024	0,024	0,020	
0,14	17,30	13,00	11,50	10,40	8,70	7,40	6,50	5,80	0,049	0,024	0,024	0,020	
0,16	15,30	11,50	10,20	9,20	7,60	6,50	5,70	5,10	0,049	0,025	0,025	0,020	
0,18	13,70	10,30	9,10	8,20	6,80	5,90	5,10	4,60	0,050	0,025	0,025	0,021	
0,20	12,40	9,30	8,30	7,50	6,20	5,30	4,70	4,10	0,050	0,025	0,025	0,021	
0,22	11,40	8,60	7,60	6,80	5,70	4,90	4,30	3,80	0,050	0,025	0,025	0,021	
0,24	10,50	7,90	7,00	6,30	5,30	4,50	4,00	3,50	0,051	0,025	0,025	0,021	
0,26	9,80	7,40	6,50	5,90	4,90	4,20	3,70	3,30	0,051	0,026	0,026	0,021	
0,28	9,20	6,90	6,10	5,50	4,60	3,90	3,50	3,10	0,052	0,026	0,026	0,022	
0,30	8,70	6,50	5,80	5,20	4,30	3,70	3,20	2,90	0,052	0,026	0,026	0,022	
0,32	8,20	6,10	5,50	4,90	4,10	3,50	3,10	2,70	0,053	0,026	0,026	0,022	
0,34	7,80	5,80	5,20	4,70	3,90	3,30	2,90	2,60	0,053	0,027	0,027	0,022	
0,36	7,40	5,60	4,90	4,50	3,70	3,20	2,80	2,50	0,054	0,027	0,027	0,022	
0,38	7,10	5,30	4,70	4,30	3,50	3,00	2,70	2,40	0,054	0,027	0,027	0,023	
0,40	6,80	5,10	4,50	4,10	3,40	2,90	2,60	2,30	0,055	0,027	0,027	0,023	
0,4384	6,30	4,70	4,20	3,80	3,20	2,70	2,40	2,10	0,056	0,028	0,028	0,023	
0,44	6,30	4,70	4,20	3,80	3,20	2,70	2,40	2,10	0,056	0,028	0,028	0,023	
0,4623	6,10	4,60	4,00	3,60	3,00	2,60	2,30	2,00	0,056	0,028	0,028	0,024	
0,48	5,90	4,40	3,90	3,50	2,90	2,50	2,20	2,00	0,057	0,028	0,029	0,025	
0,52	5,60	4,20	3,70	3,30	2,80	2,40	2,10	1,90	0,058	0,029	0,031	0,027	
0,56	5,30	3,90	3,50	3,20	2,60	2,30	2,00	1,80	0,059	0,030	0,033	0,029	
0,60	5,00	3,80	3,30	3,00	2,50	2,10	1,90	1,70	0,061	0,030	0,035	-	
0,6283	4,90	3,60	3,20	2,90	2,40	2,10	1,80	1,60	0,061	0,031	0,037	-	
0,64	4,80	3,60	3,20	2,90	2,40	2,10	1,80	1,60	0,062	-	-	-	
0,68	4,60	3,50	3,10	2,80	2,30	2,00	1,70	1,50	0,063	-	-	-	
0,72	4,50	3,30	3,00	2,70	2,20	1,90	1,70	1,50	0,065	-	-	-	
0,76	4,30	3,20	2,90	2,60	2,20	1,90	1,60	1,40	0,066	-	-	-	
0,7717	4,30	3,20	2,90	2,60	2,10	1,80	1,60	1,40	0,067	-	-	-	

Fonte: Libânio Miranda Pinheiro (1986)

As peças estruturais fletidas devem ter área mínima de armadura respeitando as indicações na NBR6118, ABNT (1978) com relação ao valor mínimo que é dado por:

$$A_{s\min} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h \quad (16)$$

em que:

$A_{smin}$  = área mínima de armadura ( $\text{cm}^2/\text{m}$ );

$b_w$  = largura da peça fletida (cm);

$h$  = altura da peça fletida (cm).

A área de armadura efetiva não deve ser menor que a área mínima calculada.

Os espaçamentos entre as barras da armadura devem respeitar a indicação da NBR6118, ABNT (1978) com relação aos valores máximos. Assim, o espaçamento máximo não deve ser maior que duas vezes o valor da espessura da laje ( $2.h$ ) que, por sua vez, não deve ser maior que 20 cm, como valor absoluto, no caso de laje armada em uma direção.

As lajes armadas em uma direção devem ter posicionada, no seu sentido secundário, uma armadura de distribuição, usada para combater a retração, com área igual a  $1/5$  da área da armadura principal, mas não menor que  $0,9\text{cm}^2/\text{m}$ . Ao se detalhar esta armadura de distribuição, deve-se atentar para a indicação da NBR6118, ABNT (1978) com relação ao fato de se ter pelo menos três barras fazendo parte desta armadura. O espaçamento máximo entre as barras da armadura de distribuição indicado na NBR6118, ABNT (1978) é de 33 cm.

#### **2.4.4 Alguns aspectos técnicos para construção de canal em concreto armado**

Conforme observações práticas construtivas de canais de drenagem em concreto armado (Teixeira, 1996), podem-se citar alguns aspectos técnicos sobre este tipo de obra.

##### **2.4.1 Aspectos positivos**

São dois os aspectos positivos:

- a) grande disponibilidade de mão-de-obra (carpinteiros, armadores, pedreiros, serventes e encarregados);
- b) em regiões onde, além do escoamento de águas pluviais, existe a condução de águas de esgotamento sanitário, seu funcionamento é mais eficiente comparado ao gabião.

#### **2.4.2 Aspectos negativos**

Como aspectos negativos podem ser citados:

- a) é necessária a execução de ensecadeiras e de “corta rios”, para a efetivação dos serviços;
- b) em épocas de chuvas, existe a possibilidade de rompimento das ensecadeiras, ocorrendo a perda de materiais aplicados, principalmente se a concretagem tiver sido concluída há pouco tempo, ocasionando também a necessidade de se efetuarem reparos em formas e ferragens, além de ser procedido de uma rigorosa limpeza;
- c) é necessária a construção de dispositivos laterais denominados de drenos, para captação das águas subterrâneas;
- d) impermeabiliza o leito dos cursos d’águas, dificultando a recarga dos aquíferos subterrâneos.

#### **2.5 Canal em gabião**

Gabiões Maccaferri têm sua origem na Itália, onde há registros de uma construção de colchões apoiados sobre gabiões caixa para defesa das margens do rio Chisone em Piemonte, no ano de 1908.

De acordo com o Manual Técnico – Estruturas flexíveis em gabião para obras de contenção (1990), gabiões caixa e colchões Reno, como mostrado na Figura 8, são invólucros em forma de paralelepípedo, fabricados em tela de

malha hexagonal à dupla torção, formada por arame duplamente galvanizado; são divididos em células, ao longo do comprimento por diafragmas. As bordas são reforçadas por arame mais grosso.

Os gabiões saco de forma cilíndrica são fabricados com o mesmo tipo de tela e arame. As bordas são reforçadas por arame de diâmetro mais grosso, sendo que nas bordas livres esse arame passa alternadamente pelas malhas, permitindo a montagem da peça. Eventualmente, o gabião e o colchão Reno podem ser fabricados em arame revestido com PVC.

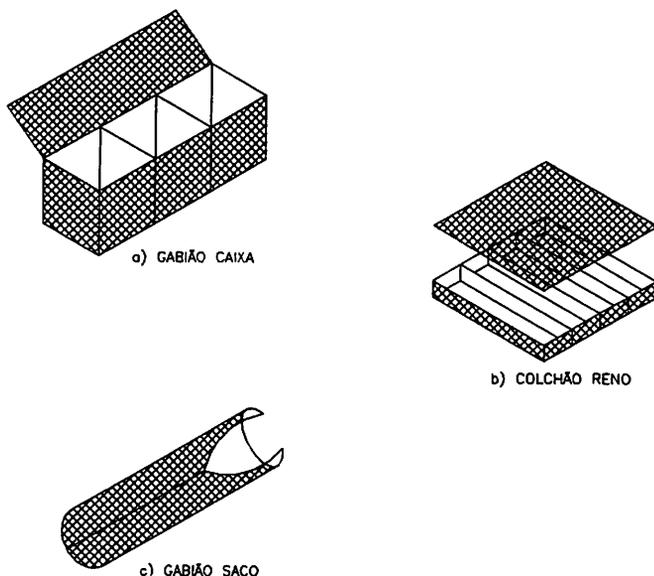


FIGURA 8 Tipos de gabiões existentes

Segundo o Manual Técnico – Estruturas flexíveis em gabião para obras de contenção (1990), as estruturas em gabiões e colchões Reno, devido à sua notável flexibilidade, podem absorver acomodações sem perder a sua eficiência e função estrutural, ao contrário das estruturas rígidas ou semi-rígidas, que



De acordo com a Figura 9, define-se o seguinte:

a) Características do muro:

$h$  = altura do muro;

$B$  = base do muro;

$A$  = área da seção do muro de largura unitária;

$F$  = eixo, ponto em redor do qual tende a rodar a estrutura;

$H$  = altura sobre a qual age o empuxo do terreno;

$\gamma_g$  = peso específico da rocha utilizada no gabião.

b) Características do terreno:

$\varphi$  = ângulo de atrito interno, que depende das características do solo;

$\varepsilon$  = ângulo do talude;

$\alpha$  = inclinação do muro;

$\beta$  = para muros com degraus externos: ângulo entre o paramento interno e a horizontal; para muros com degraus internos: ângulo entre a junção das quinas extremas superior e inferior do paramento interno e a horizontal;

$\delta$  = ângulo de atrito entre o terreno e o muro ( $\delta=0,9\varphi$ );

$\gamma_s$  = peso específico do solo;

$k_s$  = carga da resistência admissível sobre o terreno.

O coeficiente de empuxo ativo resulta da:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (17)$$

$$\eta_2 = \frac{N}{T} \cdot f \geq 1,5 \quad (21)$$

c ) Compressão

Supondo-se uniforme o diagrama das pressões sobre o terreno, se a resultante das cargas cair ao interior do centro de inércia (terço central para base retangular), obtêm-se os seguintes valores extremos das pressões:

$$\sigma_1; \sigma_2 = \frac{N}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (22)$$

em que:

e = excentricidade do componente vertical N, em relação ao baricentro da seção da base.

O  $\sigma_1$  deverá, então, resultar inferior a  $k_s$ , carga admissível do terreno.

No caso do terrapleno horizontal com sobrecarga aos efeitos do cálculo, considera-se uma altura do terreno de 1 metro ( $h_s$ ) das mesmas características daquele que constitui o terrapleno. A mesma expressão do empuxo do terreno assume a fórmula:

$$P_A = P_a \left( 1 + 2 \frac{h_s}{H} \right) \quad (23)$$

A linha de ação de  $P_A$  encontrará o paramento interno do muro a uma distância da base do muro igual a:

$$\frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \quad (24)$$

Imposta a seção de projeto, deduzida das condições do talude, obtêm-se as forças agentes:

a ) Empuxo do terreno, aplicada a uma altura  $H/3$ :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 k_a - 2ch\sqrt{k_a} \quad (18)$$

b ) O peso unitário do muro:

$$W = \gamma_g A \quad (19)$$

### 2.5.2 Verificações

a ) Tombamento

O coeficiente de estabilidade é dado pela relação entre o momento estabilizante ( $M_r$ ) e o momento de tombamento ( $M_0$ ) das forças agentes em relação ao eixo da fundação. Deverá resultar:

$$\eta_t = \frac{M_r}{M_0} \geq 1,5 \quad (20)$$

b ) Deslizamento

Sendo  $N$  a componente da resultante das forças agentes normais à base do muro,  $T$  a componente da resultante das forças agentes tangencial à base do muro e " $f$ " o coeficiente de atrito entre a base do muro e a plataforma de apoio (0,5 – 1,0), deverá resultar:

O Manual Técnico – Estruturas flexíveis em gabião para obras de contenção (1990), recomenda, sobretudo nos casos de um muro de grande altura, efetuar algumas verificações em alturas intermediárias, tendo presente que as amarrações entre os gabiões aumentam o coeficiente de segurança.

### 2.5.3 Ação do fluxo do meio líquido

Segundo Agostini et al. (1985), admitindo como representativa das solicitações às quais o revestimento será submetido, à “velocidade média” da corrente, a escolha destes parâmetros é facilitada pelos valores relacionados na Tabela 12, válida para os revestimentos de fundo, mas com boa aproximação também para aqueles de margem.

TABELA 12 Espessuras indicativas dos revestimentos em colchões reno e gabiões em função da velocidade da correnteza.

Tipo	Espessura (m)	Pedras de enchimento		Velocidade crítica (m/s)	Velocidade limite (m/s)
		Dimensões (mm)	d <sub>50</sub>		
Colchões Reno	0,15 e 0,17	70 a 100	0,085	3,5	4,2
		70 a 150	0,110	4,2	4,5
	0,23 e 0,25	70 a 100	0,085	3,6	5,5
		70 a 150	0,120	4,5	6,1
Gabiões	0,30	70 a 120	0,100	4,2	5,5
		100 a 150	0,125	5,0	6,4
	0,50	100 a 200	0,150	5,8	7,6
		120 a 250	0,190	6,4	8,0

Fonte: Agostini et al. (1985)

### 2.5.4 Alguns aspectos técnicos para construção de canal em gabião

De acordo com observações práticas construtivas (Teixeira, 1996), em obras de canais de drenagem em gabião podem-se citar alguns aspectos técnicos sobre este tipo de obra.

#### **2.5.4.1 Aspectos positivos**

Os aspectos positivos são:

- a) as obras podem ser executadas sem que haja a necessidade de ser efetuada a construção de enscadeiras ou “corta rios”;
- b) em épocas de chuvas, dificilmente ocorrem problemas com relação às etapas em execução;
- c) a própria estrutura do gabião já constitui-se de um dispositivo permeável, não carecendo de qualquer outro sistema de drenos em suas laterais;
- d) por tratar-se de uma estrutura permeável, não impermeabiliza o leito dos cursos d’água, propiciando a infiltração promovendo a recarga dos aquíferos subterrâneos;
- e) em áreas rurais e em parques, adaptam-se melhor à paisagem local, onde acontece, com o passar do tempo, a proliferação de vegetação sobre a estrutura, dando um aspecto mais natural ao canal construído.

#### **2.5.4.2 Aspectos negativos**

Os aspectos negativos são:

- a) não é em todas as regiões que pode ser encontrada mão-de-obra especializada para este tipo de serviços (gabionista);
- b) em áreas urbanas, onde os canais de drenagem pluvial servem também para escoar o esgoto sanitário, ocorrem sedimentações de materiais em seu fundo, ocasionando, além da redução da sua capacidade de promover a vazão para que foi dimensionado, a proliferação de vegetação e insetos indesejáveis.



## **2.6 Elementos para orçamento de execução de obras**

Segundo Borges (1975), para determinação prévia do custo de uma obra deve-se partir dos seguintes dados:

- a) projeto completo do que será realizado;
- b) cotação atualizada dos materiais e mão-de-obra necessários na região onde será realizada a obra.

Como projeto completo, compreende-se, em primeiro lugar, elementos gráficos (desenhos) que sejam tão completos quanto necessário para não deixar dúvidas sobre o que irá ser feito: plantas, cortes, vistas e detalhes. O projeto, em geral, explica bem a forma do que irá ser feito, porém, não esclarece que material será aplicado; surge, então, a necessidade do memorial descritivo.

É preciso ser observado que só se pode orçar, com relativa precisão, aquilo que está bem definido e essa definição está presente em projetos e memoriais bem elaborados e detalhados.

O custo da construção pode ser obtido por três processos distintos, segundo Moreira (2001): orçamento por quantidades, processo do orçamento por unidades compostas ou processo do custo unitário.

### **2.6.1 Processo do orçamento por quantidades**

No processo do orçamento por quantidades, a construção é decomposta nas suas menores partes componentes e, uma vez estimadas as quantidades dessas partes, os preços unitários correntes são aplicados a essas quantidades e a soma dos produtos parciais proporciona o custo total da obra.

### **2.6.2 Processo do orçamento por unidades compostas**

O processo do orçamento por unidades compostas é mais simples e de mais rápida aplicação. Os itens do orçamento são composições de custos,

previamente feitas, dos principais elementos estruturais componentes da obra; efetuando-se a multiplicação das quantidades de cada uma dessas unidades compostas pelos respectivos custos unitários chega-se ao valor total da obra. A Tabela 13 mostra um exemplo de aplicação deste processo para uma canalização em gabião.

TABELA 13 Exemplo de uma planilha orçamentária (unidades compostas) de obras para revestimento de um curso d'água em gabião

Item	Discriminação	Unid.	P. Unit.	Quant	P. Total
<b>1</b>	<b>Serviços preliminares</b>				
1.1	Topografia – locação e nivelamento	m	1,73	1,00	1,73
<b>2</b>	<b>Movimentação de Terra</b>				
2.1	Escavação mecanizada c/ embarço d'água	m3	6,00	1,75	10,50
2.2	Escavação mecanizada prof. até 3,0 m	m3	3,50	4,50	15,75
2.3	Reaterro compactado mecanicamente	m3	7,38	1,50	11,07
<b>3</b>	<b>Canalização em Gabião</b>				
3.1	Enrocamento manual c/ pedra de mão	m3	33,92	1,75	59,36
3.2	Gabião tipo caixa	m3	196,67	3,00	590,01
3.3	Colchão reno esp.=17cm	m3	288,36	0,26	73,53
3.4	Manta permeável tipo geotextil ou bidim	m2	5,06	3,00	15,18
<b>TOTAL</b>					<b>777,13</b>

Fonte: Teixeira (1996)

Para este processo é necessária a utilização das plantas detalhadas do projeto e especificações da obra. Mas, em vez de decompor a construção nas suas menores partes componentes, os itens de orçamento são os principais elementos estruturais componentes da obra, cujos orçamentos parciais são

previamente calculados, ou pela própria empresa empreendedora, ou por empresas especializadas que publicam regularmente esses preços.

A utilização de publicações especializadas poderá facilitar muito o trabalho do avaliador, pois elas fornecem o que se denomina de “composição de custos” ou “preços unitários”. Tratam-se são preços de unidades construtivas, acabadas e prontas, como mostra um exemplo na Tabela 14.

**TABELA 14 Exemplo de composição de custos unitários**

QA-01-4 EXECUÇÃO DE GABIÃO CAIXA				
Tela galvanizada	m3	1,000	94,91	94,91
Arame 2,7 mm	kg	3,410	4,99	17,01
Pedra de mão para gabião	m3	1,250	36,03	45,03
Gabionista	h	2,000	11,96	23,92
Servente	h	3,000	2,91	8,73
Encarregado	h	0,500	9,25	4,62
Apontador	h	0,500	4,83	2,41
Total por m3				196,67

Fonte: Revista Informador das Construções (2004)

### 2.6.3 Processo do custo unitário

O processo do custo unitário por metro linear, por metro quadrado ou por metro cúbico é o mais simples e o mais difundido entre os avaliadores, embora não apresente tanta precisão como os processos expostos anteriormente.

Por esse processo, tomam-se por referência construções similares recentemente concluídas ou cujo orçamento detalhado por quantidades ou por unidades compostas tenha sido concluído recentemente e tomam-se as respectivas áreas construídas dessas obras; a divisão dos custos totais pelas áreas totais fornece os custos médios por metro quadrado, ou metro linear ou por metro cúbico.

## **2.7 Alguns aspectos técnicos para construção de canal em concreto armado**

### **2.7.1 Aspectos positivos**

Os aspectos positivos são:

- a) grande disponibilidade de mão-de-obra (carpinteiros, armadores, pedreiros, serventes e encarregados);
- b) em regiões onde, além do escoamento de águas pluviais existe a condução de águas de esgotamento sanitário, seu funcionamento é mais eficiente comparado ao gabião.

### **2.7.2 Aspectos negativos**

Os aspectos negativos são:

- a) é necessária a execução de ensecadeiras e de “corta rios”, para a efetivação dos serviços;
- b) em épocas de chuvas existe a possibilidade de rompimento das ensecadeiras, ocorrendo a perda de materiais aplicados, principalmente se a concretagem tiver sido concluída há pouco tempo, ocasionando também a necessidade de se efetuarem reparos em formas e ferragens, procedidos de uma rigorosa limpeza;
- c) é necessária a construção de dispositivos laterais denominados de drenos.

### **3 MATERIAIS E MÉTODOS**

#### **3.1 Localização**

Para realização do presente estudo utilizou-se uma área no município de Lavras, MG, no local denominado córrego São Vicente e limitada entre as coordenadas geográficas iniciais 45°00'9"WE e 21°14'55"NS e coordenadas geográficas finais 45°00'52"WE e 21°14'12"NS, perfazendo uma extensão de 1,91 km e com um desnível de 97,5 m em relação aos pontos iniciais e finais.

O relevo desta região é caracterizado por grandes declividades transversais e o córrego São Vicente apresenta-se como um talvegue bem definido. Por tratar-se de um curso d'água onde há a necessidade de promover a contenção lateral da terra devido à alta declividade transversal e, ainda, por existir a limitação de espaço pela presença de edificações em suas margens, a seção geométrica escolhida mais favorável foi a quadrada.

#### **3.2 Materiais utilizados**

Inicialmente, foi feita uma caracterização gráfica do local em estudo, a partir de um levantamento aerofotogramétrico digital, executado pela Prefeitura Municipal de Lavras, por meio da empresa BASE, em agosto de 1999. Assim, foi possível obter elementos necessários aos procedimentos de cálculos indispensáveis para a condução do trabalho, tais como as áreas das bacias de contribuição, extensões e desníveis geométricos.

#### **3.3 Caracterização da área**

A área total em estudo (Figura 10), obtida pelo levantamento aéreo digital (Empresa BASE – agosto/1999), foi dividida em quatro sub-bacias com quatro seções de controle para a determinação das vazões hídricas de projeto

nestes pontos. Esta divisão de sub-bacias teve a finalidade de proporcionar um maior número de informações para posteriores análises.

Na prática, a subdivisão de bacias de contribuição e de trechos de canais a serem revestidos é feita de acordo com o critério técnico e prático do projetista. O projetista segue o princípio da otimização do projeto para que, no momento em que as obras forem realizadas, haja uma maior facilidade executiva. Para isso, considera-se que a seção de canalização seja preferencialmente contínua e mudando de dimensão em pontos de interferências, ou seja, em travessia de logradouros públicos, onde há também a garantia da estética da obra amenizando a percepção da alteração da seção do canal de montante para jusante. Em determinados casos, principalmente por fatores econômicos, quando há longos trechos de canais a serem revestidos, este procedimento não é possível.

Os critérios de execução de projeto acima observados foram aplicados para a simulação de canalização do córrego São Vicente, caracterizado na Figura 10.



**FIGURA 10** Bacia de contribuição parcial do córrego São Vicente

### 3.4 Vazão hídrica de projeto

Para obtenção das vazões hídricas de projeto foi utilizado o método racional (Equação 3), para o qual foi necessária a determinação dos seguintes parâmetros característicos da região em estudo: elementos geométricos da bacia de contribuição, intensidade média máxima de chuva e o coeficiente de escoamento superficial.

#### 3.4.1 Elementos geométricos

Os valores dos elementos geométricos da bacia de contribuição, como a área, desnível e extensão do curso d'água, foram obtidos a partir da Figura 10 e estão apresentados na Tabela 15.

TABELA 15 Características geométricas das bacias de contribuição

Seção de controle	Área de contribuição (ha)	L (km)	H (m)
1	31,83	0,70	50,00
2	61,06	1,08	70,00
3	82,63	1,46	90,00
4	114,08	1,91	97,50

#### 3.4.2 Intensidade média máxima de chuva

A intensidade média máxima de chuva, para a cidade de Lavras, MG, foi obtida pela Equação 1. Para a sua determinação, foi necessária a obtenção dos seguintes parâmetros: TR (tempo de retorno) duração da precipitação e coeficientes relativos à estação pluviométrica estudada (K, a, b, c).

Os TR (tempos de retornos) considerados neste estudo foram de 20, 25, 50 e 100 anos para determinação da intensidade média máxima de chuva que influencia diretamente na segurança da obra, ou seja, na obtenção da vazão máxima de projeto para a qual estrutura será dimensionada.

O tempo de concentração foi obtido por meio da Equação 2, conforme as condições geométricas locais, condições estas referentes às extensões e desníveis das bacias de contribuição consideradas na Tabela 15.

Os parâmetros de ajuste  $k$ ,  $a$ ,  $b$  e  $c$ , relativos à estação pluviométrica estudada, no presente caso a cidade de Lavras, MG, para aplicação na Equação 1, estão mostrados na Tabela 16.

TABELA 16 Parâmetros da estação pluviométrica Lavras, MG

Parâmetro	Valor
<b>K</b>	<b>4316</b>
<b>A</b>	<b>0,25</b>
<b>B</b>	<b>41,90</b>
<b>C</b>	<b>1014</b>

**Fonte: Ziemer (2003)**

### 3.4.3 Coeficiente de escoamento superficial

O local em estudo está inserido dentro de uma área urbana, apresentando uma diversidade de cobertura superficial com ruas pavimentadas, ou seja, asfaltadas ou revestidas com poliédricos, edificações, matas e campos.

Como é uma região susceptível à expansão imobiliária, em um período relativamente curto de tempo, foi considerado, para o coeficiente de escoamento superficial, o valor de 0,83, referente às Tabelas 4 e 6, relativo a ruas com pavimentação asfáltica e edificação muito densa.

### 3.5 Seção hidráulica

O dimensionamento hidráulico das seções que promoverão o escoamento das vazões hídricas de projeto foi obtido por meio da Equação 4.

Foi adotado o valor de 0,012 para o coeficiente de rugosidade do canal em concreto armado, conforme Tabela 7 e, no caso do canal em gabião, segundo Agostini et al. (1985), o valor deste coeficiente é de 0,026.

Para a determinação das seções hidráulicas dos canais foram considerados os mesmos valores para as dimensões de sua base e da sua altura, isto para haver uma limitação das quantidades de soluções propostas para as seções a serem analisadas.

### **3.6 Dimensionamento estrutural do canal**

O dimensionamento estrutural do canal seguiu os procedimentos de cálculos descritos nos itens 2.4 e 2.5, respectivamente, para os casos de canais em concreto armado e gabião.

O objetivo do dimensionamento estrutural no presente trabalho foi a estimativa da quantidade de materiais necessários à execução das obras para a posterior montagem da planilha orçamentária.

### **3.7 Orçamento para execução das obras**

Conforme descrito no item 2.6, para a elaboração de um orçamento de obras, basicamente, é necessária a obtenção dos quantitativos dos serviços necessários para a materialização da obra. Isto é feito por meio dos projetos executivos.

Esses quantitativos, no presente trabalho, foram obtidos após o dimensionamento hidráulico e estrutural, em que foi possível a avaliação de materiais e serviços necessários para a construção do canal, considerando a construção de um metro linear de canal para as duas soluções propostas, concreto armado e gabião.

Para o caso de construção de um canal, tanto de concreto armado como de gabião, existem os serviços complementares relativos a topografia,

movimentação de terra, enrocamento, lastro de concreto, drenos e etc. Esses serviços também são considerados para a montagem das planilhas orçamentárias e foram também referenciados para um metro linear de canal construído.

Os preços unitários para cada tipo dos serviços mostrados nas planilhas orçamentárias foram obtidos de uma publicação especializada em custos unitários de serviços, denominada Informador das Construções (edição 1507 e 1508 de 15/01/2004) ainda no site [http://portal.prefeitura.sp.gov.br/secretarias/infraestruturaurbana/tabela\\_de\\_precos](http://portal.prefeitura.sp.gov.br/secretarias/infraestruturaurbana/tabela_de_precos).

As planilhas orçamentárias representam o custo de construção dos canais referenciados às seções de controle e TR (tempo de retorno) propostos. Nas Tabelas 17 e 18 estão representadas as planilhas utilizadas para a avaliação do custo de construção dos canais em concreto armado e gabião, respectivamente. O processo utilizado para a montagem das planilhas foi o de orçamento por unidades compostas (Moreira, 2001).

TABELA 17 Planilha utilizada para avaliação do custo para construção dos canais em concreto armado, para respectivas seções de controle e TR

Item	Discriminação	Unid..	P. Unit.	Soluções	
				Quant..	Valor
1	SERVIÇOS PRELIMINARES				
1.1	Topografia – locação e nivelamento	m	1,73		
2	MOVIMENTAÇÃO DE TERRA				
2.1	Escavação mecanizada c/ embarço d'água	m <sup>3</sup>	6,00		
2.2	Escavação mecanizada prof. até 3,0 m	m <sup>3</sup>	3,50		
2.3	Reaterro compactado mecanicamente	m <sup>3</sup>	7,38		
3	CANALIZAÇÃO EM CONCRETO ARMADO				
3.1	Enrocamento manual c/ pedra de mão	m <sup>3</sup>	33,92		
3.2	Lastro de concreto p/ regularização do fundo	m <sup>3</sup>	250,00		
3.3	Concreto Fck=20MPa – inclusive preparo e lançam.	m <sup>3</sup>	250,00		
3.4	Aço CA50A – corte, dobragem e armação	kg	3,82		
3.5	Formas de madeira ou chapas metálicas, inclusive escoramentos	m <sup>2</sup>	45,34		
3.6	Drenos em tubo poroso diâmetro 200mm	m	25,00		
3.7	Fornecimento de brita nº1 p/ execução de dreno	m <sup>3</sup>	25,68		
3.8	Manta permeável tipo geotextil ou bidim	m <sup>2</sup>	5,06		
3.9	Execução de drenos nas paredes e fundo com tubos PVC diâmetro 100mm	Unid.	7,94		
3.10	Ensecadeira c/ sacos de rafia cheios de solo/cimento	m <sup>3</sup>	38,72		
<b>TOTAL</b>					

TABELA 18 Planilha utilizada para avaliação do custo para construção dos canais em gabião, para respectivas seções de controle e TR

Item	Discriminação	UNID.	P. Unit.	Soluções	
				Quant..	Valor
<b>1</b>	<b>Serviços preliminares</b>				
1.1	Topografia - locação e nivelamento	m	1,73		
<b>2</b>	<b>Movimentação de terra</b>				
2.1	Escavação mecanizada c/ embarço d'água	m3	6,00		
2.2	Escavação mecanizada prof. até 3,0 m	m3	3,50		
2.3	Reaterro compactado mecanicamente	m3	7,38		
<b>3</b>	<b>Canalização em Gabião</b>				
3.1	Enrocamento manual c/ pedra de mão	m3	33,92		
3.2	Gabião tipo caixa	m3	196,67		
3.3	Colchão reno esp.=17cm	m3	288,36		
3.4	Manta permeável tipo geotextil ou bidim	m2	5,06		
<b>TOTAL</b>					

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 Tempo de concentração e valores de vazão de projeto

O valores do tempo de concentração para cada seção de controle estão representados na Tabela 19.

TABELA 19 Tempos de concentração

Seção de controle	Tempo de concentração (min.)
1	8,37
2	12,14
3	15,61
4	20,64

São mostradas, nas Tabelas 20, 21, 22 e 23, as intensidades de chuva e vazões hídricas de projeto das bacias de contribuição, para a região representada na Figura 10, para cada TR utilizado.

TABELA 20 Vazão hídrica de projeto para Seção de Controle 1

Solução	TR (anos)	Intensidade de chuva (mm/h)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)
I	20	171,87	1,26
II	25	181,73	1,33
III	50	216,11	1,59
IV	100	257,00	1,89

TABELA 21 Vazão hídrica de projeto para Seção de Controle 2

Solução	TR (anos)	Intensidade de chuva (mm/h)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)
I	20	159,73	2,25
II	25	168,89	2,38
III	50	200,85	2,83
IV	100	238,85	3,36

TABELA 22 Vazão hídrica de projeto para Seção de Controle 3

Solução	TR (anos)	Intensidade de chuva (mm/h)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)
I	20	149,96	2,86
II	25	158,57	3,02
III	50	188,57	3,59
IV	100	224,25	4,27

TABELA 23 Vazão hídrica de projeto para Seção de Controle 4

Solução	TR (anos)	Intensidade de chuva (mm/h)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)
I	20	137,73	3,62
II	25	145,63	3,83
III	50	173,19	4,56
IV	100	205,96	5,42

Pode-se observar, na Tabela 19, que quanto menores as dimensões geométricas da bacia de contribuição, menor será o tempo de concentração e maiores serão as intensidades de chuva, o que influenciará diretamente no cálculo da vazão hídrica de projeto como mostrado nas Tabelas 20, 21, 22 e 23.

Observa-se também nas Tabelas anteriores que à medida que se aumenta o TR (anos), a vazão aumenta.

#### 4.2 Determinação das seções hidráulicas

As dimensões das seções que promoverão o escoamento das vazões hídricas de projeto, são mostradas nas Tabelas 24, 25, 26 e 27.

TABELA 24 Seção do canal para Seção de Controle 1

Solução	TR (anos)	Intensidade (mm/h)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Concreto armado			Gabião		
				Larg.b (m)	Prof.Y (m)	Veloc (m/s)	Larg.b (m)	Prof.Y (m)	Veloc. (m/s)
I	20	171,87	1,26	1,00	1,00	1,26	1,33	1,33	0,71
II	25	181,73	1,33	1,02	1,02	1,28	1,36	1,36	0,72
III	50	216,11	1,59	1,09	1,09	1,34	1,45	1,45	0,75
IV	100	257,00	1,89	1,16	1,16	1,39	1,55	1,55	0,78

TABELA 25 Seção do canal para Seção de Controle 2

Solução	TR (anos)	Intensidade (mm/h)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Concreto armado			Gabião		
				Larg.b (m)	Prof.Y (m)	Veloc. (m/s)	Larg.b (m)	Prof.Y (m)	Veloc. (m/s)
I	20	159,73	2,25	1,24	1,24	1,46	1,66	1,66	0,82
II	25	168,89	2,38	1,27	1,27	1,48	1,69	1,69	0,83
III	50	200,85	2,83	1,35	1,35	1,54	1,81	1,81	0,87
IV	100	238,85	3,36	1,44	1,44	1,61	1,93	1,93	0,90

TABELA 26 Seção do canal para Seção de Controle 3

Solução	TR (anos)	Intensidade (mm/h)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Concreto armado			Gabião		
				Larg.b (m)	Prof.Y (m)	Veloc. (m/s)	Larg.b (m)	Prof.Y (m)	Veloc (m/s)
I	20	149,96	2,86	1,36	1,36	1,55	1,81	1,81	0,87
II	25	158,57	3,02	1,38	1,38	1,57	1,85	1,85	0,88
III	50	188,57	3,59	1,48	1,48	1,64	1,98	1,98	0,92
IV	100	224,25	4,27	1,58	1,58	1,71	2,11	2,11	0,96

TABELA 27 Seção do canal para Seção de Controle 4

Solução	TR (anos)	Inten- sidade (mm/h)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Concreto armado			Gabião		
				Larg.b (m)	Prof.Y (m)	Veloc (m/s)	Larg.b (m)	ProfY (m)	Veloc. (m/s)
I	20	137,73	3,62	1,48	1,48	1,64	1,98	1,98	0,92
II	25	145,63	3,83	1,51	1,51	1,67	2,02	2,02	0,93
III	50	173,19	4,56	1,62	1,62	1,74	2,16	2,16	0,98
IV	100	205,96	5,42	1,72	1,72	1,82	2,30	2,30	1,02

As dimensões dos canais foram impostas pelas vazões calculadas e pelas características físicas dos materiais. Nota-se, nas Tabelas 24, 25, 26 e 27, para as mesmas vazões e declividades, que as dimensões dos canais em concreto armado e gabião são diferentes. Isso está diretamente relacionado com os diferentes coeficientes de rugosidade destes dois tipos de materiais, sendo as dimensões do canal em gabião maiores pelo fato de ele por tratar-se do mesmo possuir uma superfície mais irregular, impondo uma condição de uma maior contraposição do fluxo do meio líquido.

#### 4.3 Dimensionamento estrutural do canal

São mostrados, nas Tabelas 28, 29, 30 e 31, os resultados das dimensões das seções de concreto armado, para as seções de controle 1, 2, 3 e 4, juntamente com as soluções I, II, III e IV, caracterizando os quantitativos de aço (kg), concreto (m<sup>3</sup>) e forma (m<sup>2</sup>), referente a 1,00 metro linear de canal. Nas dimensões geométricas finais do canal houve uma majoração em torno de 10%, para fins de arredondamento de casas decimais, margem de segurança e facilidade na execução das formas. Na prática, esta majoração varia de acordo com o critério de cada projetista.

TABELA 28 Resultados do dimensionamento do canal em concreto armado -  
Seção de Controle 1

Solu- ção	Dimensionado		Resultado Final								
	Larg. b (m)	Prof. Y (m)	Fundo				Paredes (x2)				
			B (m)	esp. (m)	As (kg)	Conc. (m <sup>3</sup> )	Y (m)	esp. (m)	As (kg)	Conc (m <sup>3</sup> )	Forma (m <sup>2</sup> )
I	1,00	1,00	1,10	0,15	14,85	0,17	1,10	0,15	29,70	0,33	4,40
II	1,02	1,02	1,10	0,15	14,85	0,17	1,10	0,15	29,70	0,33	4,40
III	1,09	1,09	1,20	0,15	16,20	0,18	1,20	0,15	32,40	0,36	4,80
IV	1,16	1,16	1,30	0,15	17,55	0,20	1,30	0,15	35,10	0,39	5,20

TABELA 29 Resultados do dimensionamento do canal em concreto armado -  
Seção de Controle 2

Solu- ção	Dimensionado		Resultado Final								
	Larg. b (m)	Prof. Y (m)	Fundo				Paredes (x2)				
			b (m)	esp. (m)	As (kg)	Conc (m <sup>3</sup> )	y (m)	Esp (m)	As (kg)	Conc (m <sup>3</sup> )	Forma (m <sup>2</sup> )
I	1,24	1,24	1,35	0,15	18,23	0,20	1,35	0,15	36,45	0,41	5,40
II	1,27	1,27	1,40	0,15	18,90	0,21	1,40	0,15	37,80	0,42	5,60
III	1,35	1,35	1,50	0,15	20,25	0,23	1,50	0,15	40,50	0,45	6,00
IV	1,44	1,44	1,60	0,15	21,60	0,24	1,60	0,15	43,20	0,48	6,40

TABELA 30 Resultados do dimensionamento do canal em concreto armado -  
Seção de Controle 3

Solu- ção	Dimen-sionado		Resultado Final								
	Larg. b (m)	Prof. Y (m)	Fundo				Paredes (x2)				
			b (m)	esp. (m)	As (kg)	Conc. (m <sup>3</sup> )	Y (m)	Esp (m)	As (kg)	Conc (m <sup>3</sup> )	Forma (m <sup>2</sup> )
I	1,36	1,36	1,50	0,15	20,25	0,23	1,50	0,15	40,50	0,45	6,00
II	1,38	1,38	1,50	0,15	20,25	0,23	1,50	0,15	40,50	0,45	6,00
III	1,48	1,48	1,60	0,15	21,60	0,24	1,60	0,15	43,20	0,48	6,40
IV	1,58	1,58	1,70	0,15	22,95	0,26	1,70	0,15	45,90	0,51	6,80

**TABELA 31 Resultados do dimensionamento do canal em concreto armado - Seção de Controle 4**

Solu- ção	Dimen-sionado		Resultado Final								
	Larg. b (m)	Prof. Y (m)	Fundo				Paredes (x2)				
			b (m)	esp. (m)	As (kg)	Conc (m <sup>3</sup> )	y (m)	esp. (m)	As (kg)	Conc (m <sup>3</sup> )	Forma (m <sup>2</sup> )
I	1,48	1,48	1,60	0,15	21,60	0,24	1,60	0,15	43,20	0,48	6,40
II	1,51	1,51	1,65	0,15	22,28	0,25	1,65	0,15	44,55	0,50	6,60
III	1,62	1,62	1,80	0,15	24,30	0,27	1,80	0,15	48,60	0,54	7,20
IV	1,72	1,72	1,90	0,15	25,65	0,29	1,90	0,15	51,30	0,57	7,60

São mostrados, nas Tabelas 32, 33, 34 e 35, os resultados das dimensões das seções de gabião, para as seções de controle 1, 2, 3 e 4, juntamente com as soluções I, II, III e IV, caracterizando os volumes (m<sup>3</sup>) de gabião caixa para as paredes do canal e de colchão reno para o fundo. Os resultados foram obtidos por meio dos procedimentos de cálculos descritos no item 2.5, referente a 1,00 metro linear de canal. Observa-se que, para as dimensões geométricas finais do canal, houve uma majoração em torno de 10%, para fins de arredondamento de casas decimais, margem de segurança e facilidade na execução. Na prática, esta majoração varia de acordo com o critério do projetista.

**TABELA 32 Resultados do dimensionamento do canal em gabião – Seção de Controle 1**

Solução	Dimensionado		Resultado Final					
	Larg. b (m)	Prof. Y (m)	Fundo			Parede (x2)		
			b (m)	esp. (m)	Vol. (m <sup>3</sup> )	Y (m)	Larg. (m)	Vol. (m <sup>3</sup> )
I	1,33	1,33	1,50	0,17	0,26	1,50	1,00	3,00
II	1,36	1,36	1,50	0,17	0,26	1,50	1,00	3,00
III	1,45	1,45	1,50	0,17	0,26	1,50	1,00	3,00
IV	1,55	1,55	1,60	0,17	0,27	1,60	1,00	3,20

**TABELA 33 Resultados do dimensionamento do canal em gabião – Seção de Controle 2**

Solução	Dimensionado		Resultado Final					
	Larg. b (m)	Prof. Y (m)	Fundo			Parede (x2)		
			b (m)	esp. (m)	Vol. (m <sup>3</sup> )	Y (m)	Larg. (m)	Vol. (m <sup>3</sup> )
I	1,66	1,66	1,80	0,17	0,31	1,80	1,00	3,60
II	1,69	1,69	1,90	0,17	0,32	1,90	1,00	3,80
III	1,81	1,81	2,00	0,17	0,34	2,00	1,00	4,00
IV	1,93	1,93	2,20	0,17	0,37	2,20	1,00	4,40

**TABELA 34 Resultados do dimensionamento do canal em gabião – Seção de Controle 3**

Solução	Dimensionado		Resultado Final					
	Larg. b (m)	Prof. Y (m)	Fundo			Parede (x2)		
			b (m)	esp. (m)	Vol. (m <sup>3</sup> )	Y (m)	Larg. (m)	Vol. (m <sup>3</sup> )
I	1,81	1,81	2,00	0,17	0,34	2,00	1,00	4,00
II	1,85	1,85	2,00	0,17	0,34	2,00	1,00	4,00
III	1,98	1,98	2,20	0,17	0,37	2,20	1,00	4,40
IV	2,11	2,11	2,30	0,17	0,39	2,30	1,00	4,60

**TABELA 35 Resultados do dimensionamento do canal em gabião – Seção de Controle 4**

Solução	Dimensionado		Resultado Final					
	Larg. b (m)	Prof. Y (m)	Fundo			Parede (x2)		
			b (m)	Esp. (m)	Vol. (m <sup>3</sup> )	Y (m)	Larg. (m)	Vol. (m <sup>3</sup> )
I	1,98	1,98	2,15	0,17	0,37	2,15	1,00	4,30
II	2,02	2,02	2,25	0,17	0,38	2,25	1,00	4,50
III	2,16	2,16	2,40	0,17	0,41	2,40	1,00	4,80
IV	2,30	2,30	2,50	0,17	0,43	2,50	1,00	5,00

Comparando-se os dois tipos de canais, em concreto armado e gabião, mostrados pelas Tabelas de 28 a 35, nota-se que a diferença em volume de materiais necessários para a confecção dos fundos destes dois tipos de materiais

não é representativas, o mesmo não acontecendo com relação à construção de suas paredes. Isto se deve à diferença do funcionamento estrutural dos dois casos, sendo que as paredes do gabião trabalham como um “muro de gravidade” que irá promover a contenção lateral do solo contíguo às suas paredes. Como a própria denominação indica, é um “muro de gravidade” que, para poder manter-se estável, necessita de maiores dimensões, conseqüentemente maior gasto de materiais.

No caso do canal em concreto armado, o menor volume de concreto gasto está relacionado à possibilidade do mesmo ser construído de forma mais esbelta, por tratar-se de um material composto no qual o conjunto concreto e aço garantem sua estabilidade para as ações impostas.

Pode ser feita uma comparação entre os materiais gastos para a construção dos canais, em que quanto menor o TR mais econômica será a execução do canal, ou seja, menores recursos financeiros serão necessários para viabilizar o empreendimento. Já para maiores TR, mais seguro será o canal; do ponto de vista técnico suportará maiores vazões de projeto, mas, em contrapartida, maiores serão os recursos financeiros a serem disponibilizados para a efetivação da obra.

A tomada de decisão de qual a melhor solução a ser adotada, depende de fatores de ordem econômica e de ordem técnica. A ordem econômica está relacionada aos recursos financeiros que se encontram disponibilizados para a construção do canal e a ordem técnica está relacionada à segurança da obra, ou seja, que o canal cumpra eficientemente sua função de manter o fluxo confinado em seu interior para maiores vazões de projeto. Com isso, propiciará maior proteção a vidas humanas e benfeitorias ao longo do percurso por onde foi projetado o canal.

#### 4.4 Orçamento para execução das obras

São mostrados na Tabela 36, os custos para a execução de obras de canalização do curso d'água, (Figura 10), em concreto armado e gabião, e os respectivos elementos geométricos dos canais (base, altura, área e perímetro) e vazões hídricas de projeto, para as seções de controle 1, 2, 3 e 4, para as soluções I, II, III e IV.

TABELA 36 Custos para execução de obras de canalização do curso d'água da Figura 10, respectivos elementos geométricos dos canais e vazões hídricas de projeto.

Seção de Controle	Solução	TR (anos)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Canal em concreto armado					Canal em Gabião				
				b (m)	Y (m)	Perímetro da Seção (m)	Área da Seção (m <sup>2</sup> )	R\$	b (m)	Y (m)	Perímetro da Seção (m)	Área da Seção (m <sup>2</sup> )	R\$
1	I	20	1,26	1,10	1,10	3,30	1,21	553,08	1,50	1,50	4,50	2,25	777,13
1	II	25	1,33	1,10	1,10	3,30	1,21	553,08	1,50	1,50	4,50	2,25	777,13
1	III	50	1,59	1,20	1,20	3,60	1,44	590,00	1,50	1,50	4,50	2,25	777,13
1	IV	100	1,89	1,30	1,30	3,90	1,69	627,30	1,60	1,60	4,80	2,56	826,16
2	I	20	2,25	1,35	1,35	4,05	1,82	646,10	1,80	1,80	5,40	3,24	924,23
2	II	25	2,38	1,40	1,40	4,20	1,96	665,00	1,90	1,90	5,70	3,61	973,26
2	III	50	2,83	1,50	1,50	4,50	2,25	703,08	2,00	2,00	6,00	4,00	1.022,29
2	IV	100	3,36	1,60	1,60	4,80	2,56	741,54	2,20	2,20	6,60	4,84	1.120,36
3	I	20	2,86	1,50	1,50	4,50	2,25	703,08	2,00	2,00	6,00	4,00	1.022,29
3	II	25	3,02	1,50	1,50	4,50	2,25	703,08	2,00	2,00	6,00	4,00	1.022,29
3	III	50	3,59	1,60	1,60	4,80	2,56	741,54	2,20	2,20	6,60	4,84	1.120,36
3	IV	100	4,27	1,70	1,70	5,10	2,89	780,40	2,30	2,30	6,90	5,29	1.169,39
4	I	20	3,62	1,60	1,60	4,80	2,56	741,54	2,15	2,15	6,45	4,62	1.095,84
4	II	25	3,83	1,65	1,65	4,95	2,72	760,92	2,25	2,25	6,75	5,06	1.144,87
4	III	50	4,56	1,80	1,80	5,40	3,24	819,64	2,40	2,40	7,20	5,76	1.218,42
4	IV	100	5,42	1,90	1,90	5,70	3,61	859,26	2,50	2,50	7,50	6,25	1.267,45

Como pode ser observado na Tabela 36, são mostrados os valores para a construção dos dois tipos de canais. A solução que apresentou o menor custo por metro linear, em todas as seções de controle, foi o canal em concreto armado, ficando esta diferença entre 24,07% e 33,81%.

## 5 CONCLUSÃO

Os custos dos canais de concreto armado mostraram-se mais econômicos do que os gabiões. A julgar pelo que vem sendo utilizado modernamente no mundo inteiro para solucionar problemas como estes em questão, aconselha-se usar os gabiões. Apesar de seu custo de execução, em casos específicos como deste em estudo, ser maior do que o sistema em concreto armado, o sistema em gabião, além das características citadas no texto, possui a grande vantagem de funcionar como um dreno natural que permite a retroalimentação do lençol freático e a eliminação de áreas impermeáveis.

A história das enchentes nas grandes capitais brasileiras tem demonstrado que a impermeabilização de logradouros, rios e córregos, tem levado as comunidades a verdadeiras calamidades públicas. Na Europa, existe a concepção de renaturalização dos cursos d'águas e o gabião, por ter uma característica rústica e ser construído de forma artesanal, adapta-se melhor a esta concepção, dando a estes canais um aspecto estético mais adaptado à natureza do local.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGOSTINI, R.; CONTE A.; MALAGUTI G. **Revestimentos flexíveis em colchão reno e gabiões nos canais e cursos d' águas canalizados**. Maccaferri Gabiões do Brasil, 1985. 119 p.

AMARAL, O. C. **Estruturas isostáticas**. 3. ed. Belo Horizonte: UFMG, 1977. 261 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **Ações e segurança nas estruturas – NBR 8681**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **Projeto e execução de obras de concreto armado – NBR 6118**. Rio de Janeiro, 1978.

AZEVEDO NETTO, J. M.; FERNANDEZ, F. M.; ARAUJO, A.; ITO, A. E. **Manual de hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1998. 670 p.

BORGES, A. C. **Prática das pequenas construções**. 4. ed. São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1975. V. 2,

CARVALHO, J. A. **Obras Hidráulicas**. Lavras: UFLA, 2000. 210 p. Apostila.

CHERNICHARO, C. A. L.; COSTA, A. M. L. M. **Manual de saneamento e proteção ambiental para os municípios – drenagem pluvial**. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 1995. p. 161-179.

CHOW, V. T. **Handbook of applied hydrology**. New York: Ed. McGraw-Hill, 1964.

EUCLYDES, H. P. **Saneamento agrícola: atenuação das cheias: metodologia e projeto**. Belo Horizonte: Ruralminas, 1986. 320 p.

FENDRICH, R. **Drenagem e controle da erosão urbana**. EDUCAR, PR, 1988. 442 p.

**INFORMADOR DAS CONSTRUÇÕES. Órgão quinzenal de informações e custos para a indústria da construção leve e pesada.** Ed. 1507 e 1508. Belo Horizonte, 2004.

**MANUAL TÉCNICO. Estruturas flexíveis em gabião para obras de contenção.** Maccaferri Gabiões do Brasil, 1990.

**MOREIRA, A. L. Princípios de engenharia de avaliação.** 5. ed. São Paulo: Ed. Pini, 2001. 512 p.

**PINHEIRO, L. M. Tabelas e ábacos para dimensionamento de estruturas de concreto armado.** São Carlos: EESC-USP, 1986.

**PRUSKI, F. F.; SILVA, D. D. Escoamento superficial.** Viçosa: UFV. Revista Engenharia na Agricultura, 1997. 33 p.

**ROCHA, A. M. Novo curso prático de concreto armado.** 15. ed. Rio de Janeiro: Ed. Científica, 1978. v. 3, 320 p.

**SÜSSEKIND, J. C. Curso de concreto.** Rio de Janeiro: Ed. Globo, 1984. v. 2, 280 p.

**TEIXEIRA, R. L. Relatórios técnicos de fiscalização e execução de obras.** Lavras: Prefeitura Municipal de Lavras, 1996.

**TUCCI, C. E. M. Hidrologia: ciência e aplicação.** Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS: ABRH, 2. ed. 2001. 944 p.

**VILLELA, S. M.; MATTOS, A. Hidrologia aplicada.** São Paulo: McGraw Hill do Brasil, 1975. 245 p.

**ZIEMER, A. H. Aplicativo computacional para dimensionamento de canais e estruturas hidráulicas.** 2003. 94 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Lavras, Lavras, MG.