



**UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE**  
**Faculdade de Engenharia**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

**RELATÓRIO DE ESTÁGIO PROFISSIONAL**

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE VAZÃO DA VALA 2  
DE MINGUENE**

**Discentes:**

**MEQUE, Nelson Zefanias**

**Supervisores:**

Eng<sup>o</sup> Omar Khan (DECI-FEUEM)

Eng<sup>o</sup> Correia Mahumane (CMM-RD)

Maputo, Março de 2022



UNIVERSIDADE  
EDUARDO  
MONDLANE

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE  
**Faculdade de Engenharia**  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

**RELATÓRIO DE ESTÁGIO PROFISSIONAL**

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE VAZÃO DA VALA 2  
DE MINGUENE**

**Discentes:**

**MEQUE**, Nelson Zefanias

**Supervisores:**

Eng<sup>o</sup> Omar Khan (DECI-FEUEM)

Eng<sup>o</sup> Correia Mahumane (CMM-RD)

Maputo, Março de 2022

## **Identificação**

**Estagiário:** Nelson Zefanias Meque

**Instituição:** Universidade Eduardo Mondlane

**Curso:** Engenharia Civil

## **Engenheiro Orientador**

**Nome:** Eng.º Omar Khan

**Empresa:** Conselho Municipal de Maputo – DMIU-DAAS

## **Engenheiro Supervisor na Empresa**

**Nome:** Eng. Correia Mahumane

Relatório de Estágio Profissional, apresentado Ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane para obtenção do Grau de Licenciatura em Engenharia Civil.

Autor

---

(Nelson Zefanias Meque)

Supervisores:

---

Eng. Omar Khan

---

Eng. Correia Mahumane

**RELATÓRIO DE ESTÁGIO | DECI-FEUEM//2022**

**TERMO DE ENTREGA**

Declaro que o estudante Meque, Nelson Zefanias entregou as duas (02) cópias do relatório do seu Estágio Profissional com a referência:

.....  
.....  
.....

Intitulado: Análise da Capacidade de Vazão da Vala 2 de Minguene

Maputo,..... de ..... de 2022

Chefe da secretaria

.....

## DECLARAÇÃO DE AUTORIA

Declaro por minha honra, que o presente trabalho académico é resultado da minha própria investigação, esforço, dedicação e criatividade. Não se recorreu a quaisquer outras fontes, para além das indicadas, e todas as formulações e conceitos usados, quer adoptados literalmente ou adaptados a partir das suas ocorrências originais, quer em fontes impressas, não impressas ou na internet, se encontram adequadamente identificados e citados, com observância das convenções do trabalho académico em vigor.

Maputo, Março de 2022

O Candidato

.....

(Meque, Nelson Zefanias)

## DEDICATÓRIA

À minha falecida Mãe *Flora Alfredo Chongo*

Pelo amor e apoio incondicional

## AGRADECIMENTOS

À *Deus* que sempre guiou e guia todos meus passos.

À minha falecida mãe *Flora Alfredo Chongo* que sempre esteve ao meu lado e ajudou-me a realizar os meus sonhos quando em vida.

À minha esposa *Edite Francisco Magaia* que sempre me apoiou incondicionalmente.  
Aos meus irmãos: *José e Ricardina* pelo carinho e apoio incondicional.

Aos meus Supervisores *Prof. Eng.º Omar Khan* e *Eng.º Correia Mahumane*, pelo apoio, pela paciência e atenção que concederam durante a elaboração do presente relatório.

Aos engenheiros *João Siteo* e *Mário do DMIU-DASS* e ao Empreiteiro *Eng. Magaia*, pela ajuda, acompanhamento e informação no dia a dia da obra.

À *Universidade Eduardo Mondlane* em especial à *Faculdade de Engenharia* pela formação acadêmica.

Aos meus Colegas da faculdade, pela afabilidade e intercâmbio de conhecimentos durante o périplo acadêmico, em especial ao *Aurelio Mate* e *Eng. Hamide Ilacinho*.

Aos meus Amigos e Familiares, pelo suporte moral.

À todos que colaboraram para a realização deste presente relatório.

## RESUMO

O presente relatório aborda aspectos inerentes ao estágio realizado pelo estudante Nelson Zefanias Meque do Curso de Licenciatura em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane. O estágio profissional foi realizado no CMM, DMIU-DAAS, repartição de Drenagem, num período de 3 meses.

O presente relatório de estágio apresenta resultados sobre a capacidade de drenagem das valas de drenagem pluvial em construção na zona de Minguene no bairro da costa do Sol em Maputo. Descreve também as actividades desenvolvidas no processo de construção da vala tais como a montagem do colchão Reno, muros de Gabiões, revestimento superior dos muros e do fundo da vala, colocação da manta geotêxtil e mais actividades inerentes aos processos construtivos.

## ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Descrição e Localização da Empresa .....	1
1.3. Formulação do problema .....	3
1.4. Justificativa.....	4
1.5. Objectivos .....	5
1.5.1. Objectivo Geral.....	5
1.5.2. Objectivos específicos.....	5
1.6. Metodologia.....	6
1.7. Localização do Empreendimento/Projecto .....	7
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1. Estudo hidrológico.....	8
2.1.1. Tempo de concentração .....	9
2.1.2. Velocidade de escoamento superficial .....	10
2.1.3. Intensidade de Precipitação - Curvas IDF .....	12
2.1.4. Período de retorno.....	13
2.1.5. Caudal de ponta de cheia.....	14
2.2. Dimensionamento hidráulico .....	16
2.2.1. Aspectos gerais de concepção de canais.....	16
2.2.2. Definição.....	16
2.2.3. Classificação .....	16
2.2.4. Canais não erodíveis.....	17
2.2.5. Escoamentos em superfície livre.....	17
2.2.6. Distribuição de velocidades nos canais.....	19
2.2.7. Relações para a velocidade média.....	19
2.2.8. Regime uniforme .....	20
2.2.9. Área molhada e perímetro molhado .....	22

2.2.10.	Fórmula de Chézy (1769).....	22
2.2.11.	Fórmula de Manning – Strickler (1889) .....	23
2.2.12.	Curva de vazão .....	24
2.2.13.	Capacidade de vazão (K) .....	25
2.2.14.	Cálculo de elementos do regime uniforme .....	26
2.2.14.1.	Tipos de problemas.....	27
2.2.15.	Crítérios Gerais de Dimensionamento.....	28
2.2.16.	Folga .....	29
2.2.17.	Sobreelevação em curvas.....	30
2.2.18.	Vazão em aquedutos .....	31
2.3.	Descrição dos elementos que constituem a Vala.....	35
2.3.1.	Colchão Reno (Fundo/Leito das Valas) .....	35
2.3.2.	Box's para Muros da Vala.....	36
2.3.3.	Geotêxtil (filtro) .....	37
2.3.4.	Rocha .....	37
2.3.5.	Revestimento.....	37
3.	DESCRIÇÃO DO PROJECTO .....	38
3.1.	Classificação das Valas de drenagem de Minguene.....	39
3.2.	Funcionalidade das valas de Minguene .....	40
4.	ESTUDO HIDROLÓGICO E DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO .....	42
4.1.	Estudo hidrológico.....	42
4.1.1.	Determinação das características da zona em estudo .....	42
4.1.2.	Determinação do tempo de concentração .....	42
4.1.3.	Determinação da intensidade de precipitação .....	42
4.1.4.	Determinação Caudal de ponta de cheia.....	43
4.2.	Dimensionamento hidráulico .....	45
4.2.1.	Determinação das variáveis necessárias para o cálculo do caudal.....	45
4.2.2.	Dimensionamento do aqueduto .....	47
4.2.3.	Sobreelevação na curva 1 ao longo da vala 2.....	48

5.	DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS .....	49
5.1.	Escavação/Movimentos de Terra.....	49
5.2.	Bombagem de água.....	49
5.3.	Assentamento da manta Geotêxtil e dos Colchões Reno no fundo da Vala ....	49
5.3.1.	Manta Geotêxtil .....	50
5.3.2.	Colchão Reno.....	52
5.4.	Execução dos muros laterais (Gabiões) .....	53
5.4.1.	Preparação do gabião .....	53
5.4.2.	Montagem dos muros de gabiões .....	54
5.4.3.	Cofragem para evitar deformações durante a fase enchimento .....	55
5.4.4.	Material de enchimento .....	55
5.4.5.	Enchimento dos gabiões .....	55
5.4.6.	Ferramentas usadas.....	57
5.4.7.	Aplicação da manta geotêxtil e aterro .....	57
5.5.	Revestimento da face superior dos muros e do leito .....	58
5.5.1.	Cofragem.....	58
5.5.2.	Enchimento com brita mais fina e regularização em conformidade com as cotas previstas no projecto. ....	58
5.5.3.	Betão .....	58
5.5.4.	Fundo da Vala .....	60
5.6.	Controlo de Qualidade .....	62
5.6.1.	Qualidade do Betão .....	62
5.6.2.	Controlo de Trabalhabilidade.....	63
5.6.3.	Resistência à Compressão.....	65
5.6.4.	Qualidade do Aço .....	65
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....	67
6.1.	CONCLUSÕES.....	67
6.1.1.	Aprendizado prático.....	67

6.1.2. Relacionamento profissional.....	67
6.2. RECOMENDAÇÕES.....	68
6.2.1. Para a Faculdade de Engenharia .....	68
6.2.2. Para o projecto da Vala de Minguene .....	68
6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	69
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	70
8. ANEXOS .....	71

## ABREVIATURAS

CMM – Conselho Municipal de Maputo

DMIU – Direcção Municipal de Infra-Estruturas Urbanas

DAAS – Departamento de Abastecimento de Águas e Saneamento

RD – Repartição de Drenagem

PH – Passagem hidráulica

UEM – Universidade Eduardo Mondlane

Qd – Caudal de dimensionamento

Qdmax – Caudal máximo

C- Coeficiente de escoamento

A – área

I.D.F – Intensidade. Duração. Frequência

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Velocidades de escoamento superficial .....	11
Tabela 2 - Tempo de concentração.....	9
Tabela 3 – Tipos de problemas no regime uniforme .....	27
Tabela 4 - Valores sugeridos pelo U.S. Bureau of Reclamation para as folgas $f$ e $f'$ em função do caudal $Q$ .....	29
Tabela 5 - Dimensões e tamanhos de gabiões revestidos de zinco .....	36
Tabela 6 – Dimensões do Geotêxtil .....	37
Tabela 7 – Dimensões das valas de Minguene.....	38
Tabela 8 – Passadeiras Hidráulicas públicas e particulares .....	38
Tabela 9 – características da zona em estudo.....	42
Tabela 10 – Parâmetros das curvas IDF.....	43
Tabela 11 – Perímetros molhados e rugosidades.....	46
Tabela 12 – Dados para determinação do caudal máximo .....	46

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mapa de Localização da Empresa .....	2
Figura 2 - Localização do Empreendimento (Bairro do Costa do Sol – Minguene).....	7
Figura 3 - Velocidades de escoamento superficial para diversos declives e coberturas de solo, segundo os SCS (adaptado de Martins, 2000, in Lencastre & Franco, 1992, p.290) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figura 4 - curvas IDF de Maputo e Matola .....	13
Figura 5 – Valores médios do coeficiente $C$ do Método Racional .....	15
Figura 6 – Tipos de escoamento com superfície livre .....	18
Figura 7 – Distribuição de velocidades nos canais .....	19
Figura 8 – Escoamento uniforme .....	20
Figura 9 – Balanço entre as forças de aceleração e forças de resistência .....	21
Figura 10 – Curva de vazão .....	24
Figura 11 – Secção com diferentes rugosidades .....	25
Figura 12 – secção com planície de inundação .....	26

Figura 13 – Velocidade mínima ou velocidade de não-arrastamento .....	28
Figura 14 - Inclinação do canal .....	29
Figura 15 – Colchão Reno .....	35
Figura 16 - 2.3.2. Box's para Muros da Vala.....	36
Figura 17 – Secção transversal 3D das valas de drenagem .....	39
Figura 18 – Funcionalidade das valas.....	40
Figura 19 – Secção transversal da vala 2 .....	45

#### LISTA DE FOTOGRAFIAS

Foto 1 – Escavação e bombagem.....	49
Foto 2 – Geotêxtil .....	50
Foto 3 – Instalação da Manta Geotêxtil no fundo da Vala .....	51
Foto 4 – União da Manta Geotêxtil com o colchão Reno .....	51
Foto 5 – Colchão reno no estaleiro .....	52
Foto 6 – Abertura dos Colchões-Reno .....	52
Foto 7 – Enchimento dos Colchões com brita.....	53
Foto 8 – Montagem das box's para os muros da vala.....	54
Foto 9 – Cofragem dos muros.....	55
Foto 10 – Enchimento dos gabiões.....	56
Foto 11 – Aplicação da manta geotêxtil e aterro .....	57
Foto 12 - Colocação de pranchas de madeira e Enchimento.....	58
Foto 13 - Regularização e Humedecimento .....	59
Foto 14 – Betonagem e nivelamento .....	59
Foto 15 - Cura e retirada da cofragem .....	59
Foto 16 - Bombagem da água.....	60
Foto 17 – regularização da base .....	60
Foto 18 – Colocação de marcos .....	61
Foto 19 – Preenchimento do leito com brita 3/4 .....	61
Foto 20 – Betonagem.....	62

## Organização do trabalho

O presente relatório está organizado em seis (6) capítulos da seguinte forma:

Capítulo 1 – introdução, objectivos, metodologia, enquadramento, localização do empreendimento e da obra, formulação do problema e justificativa;

Capítulo 2 – revisão bibliográfica;

Capítulo 3 – descrição do projecto;

Capítulo 4 – estudo hidrológico e dimensionamento hidráulico;

Capítulo 5 – descrição das actividades desenvolvidas no âmbito de Estágio Profissional;

Capítulo 6 – conclusões e recomendações.

## Capítulo I

### 1. INTRODUÇÃO

#### 1.1. Enquadramento

O estágio profissional é uma forma de culminação de estudos no plano curricular da Faculdade de Engenharia onde o estudante entra em contacto com o ambiente de trabalho profissional em actividades de engenharia ou em organizações sociais que tenham actividades nas áreas afins do curso realizado.

#### 1.2. Descrição e Localização da Empresa

O estágio foi realizado no CMM, DMIU-DAAS que situa na Av. Joaquim Chissano, caixa postal 923, bairro do Aeroporto.

O DAAS é composto por várias repartições, dentre as quais RD que tem as seguintes atribuições:

- ❖ Gestão de águas pluviais no município de Maputo;
- ❖ Gestão de Atravessamentos de valas;
- ❖ Construção e manutenção de Valas de drenagem;
- ❖ Emissão de Licenças de construção e acompanhamento de pedidos de ligação a valas de drenagem pluvial e a rede de esgotos.

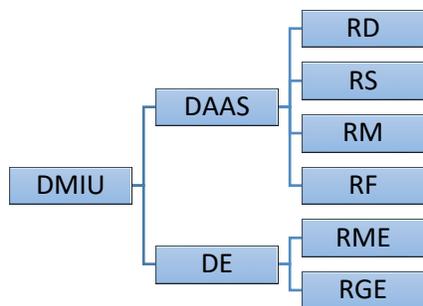


Figura 1 – Mapa de Localização da Empresa

### 1.3. Formulação do problema

Os habitantes de Minguene tem submetido várias reclamações ao Conselho Municipal de Maputo durante muitos anos a fim resolver o problema das inundações que durante o fenómeno leva ao abandono temporário de suas casas para zonas mais seguras. Esta situação leva à exacerbação da pobreza e aumenta os riscos urbanos.

#### 1.4. Justificativa

A zona de Minguene tem um nível freático muito elevado por se situar numa zona muito baixa. Esta, ex zona de cultivo, foi desenvolvida com ausência de sistemas de drenagem. Portanto, com a crescente ocupação do solo por residências unifamiliares tem sofrido com problemas de inundação.

Por isso torna-se extremamente importante avaliar a capacidade de vazão das valas em construção.

## 1.5. Objectivos

### 1.5.1. Objectivo Geral

- ❖ Analisar a capacidade de vazão da vala 2 de Minguene em construção.

### 1.5.2. Objectivos específicos

- ❖ Determinar as características fisiológicas da zona em estudo;
- ❖ Determinar o caudal de ponta de cheia;
- ❖ Determinar o caudal máximo da vala 2;
- ❖ Determinar o caudal da passagem hidráulica da vala 2;
- ❖ Determinar a curva de sobrelevação na vala 2;
- ❖ Descrever as actividades desenvolvidos durante a construção das valas de drenagem pluvial em gabiões.

## 1.6. Metodologia

Para a realização do presente relatório de estágio usou-se a seguinte metodologia:

- ❖ Consulta bibliográfica e aos manuais;
- ❖ Consulta aos supervisores;
- ❖ Pesquisa na internet;
- ❖ Uso do software Quantum GIS 2.12.3 – București para determinação das Caracterização geológica e dos solos;
- ❖ Uso dos softwares, Google Earth e Global Mapper, para determinação das curvas de nível;
- ❖ Uso do software Autodesk civil 3D para análise dos cursos de água e traçado da área drenante;
- ❖ Determinação do caudal de ponta de cheia pelo método Racional;

### 1.7. Localização do Empreendimento/Projecto

A vala 2, pela qual é feita a análise de capacidade de vazão, situa-se no bairro da Costa do Sol no distrito Kamavota na cidade de Maputo.

A vala em questão é em Gabiões com revestimento de betão no fundo. Esta tem uma extensão de 340m e liga a vala 1 à vala de Maguiguana e esta liga à vala dona Alice.

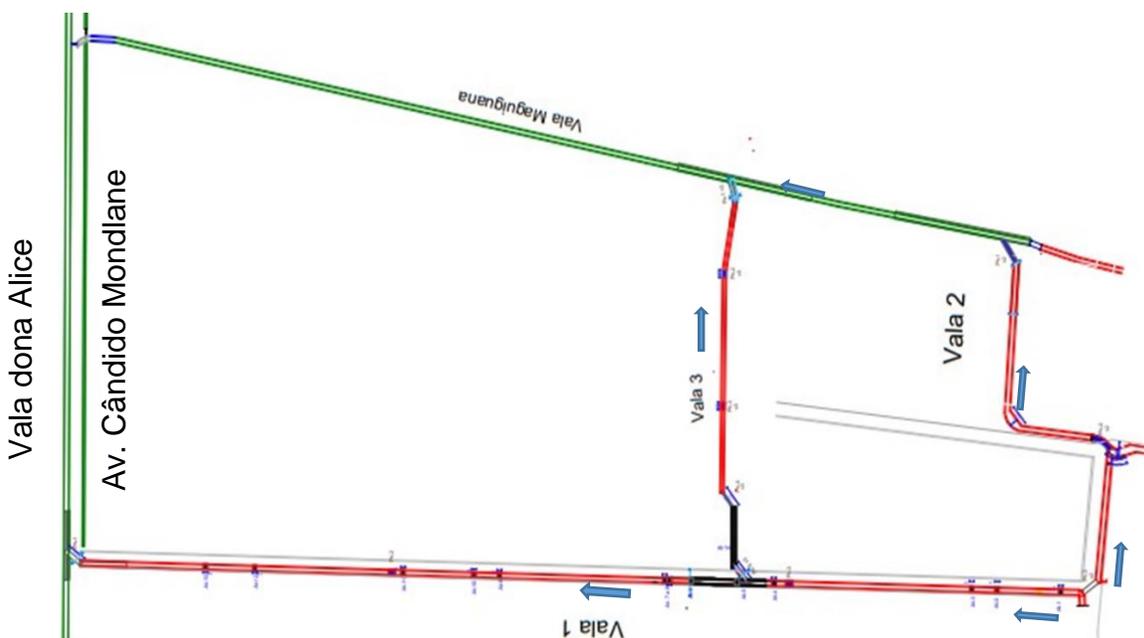
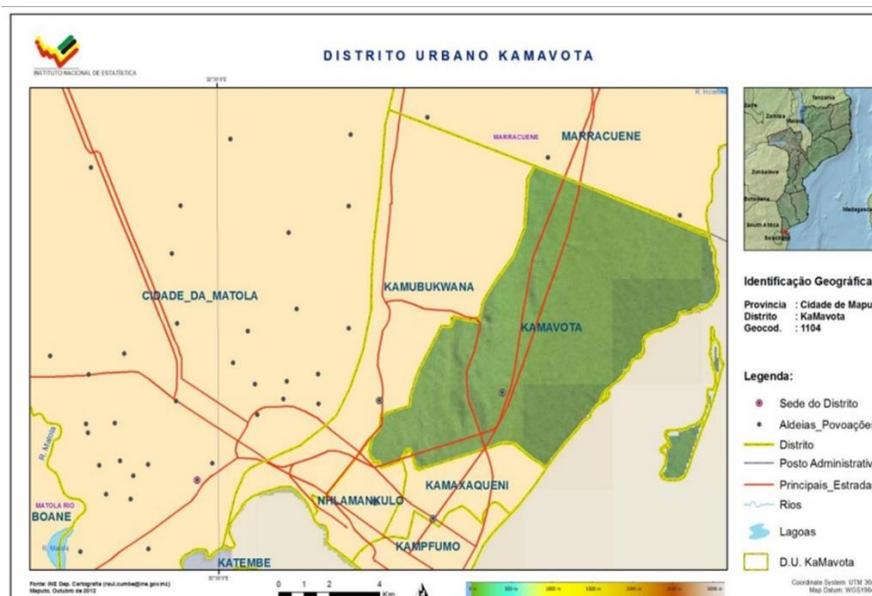


Figura 2 - Localização do Empreendimento (Bairro do Costa do Sol – Minguene)

## Capítulo II

### 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo, pretende-se abordar de forma teórica as diversas perspectivas de vários autores de modo definir de forma mais precisa os contornos dos assuntos abordados.

#### 2.1. Estudo hidrológico

O dimensionamento/construção de valas de drenagem deve apoiar-se aos estudos hidrológicos que harmonizem os custos com o risco de ocorrência de situações de cheias. Os estudos aqui referidos dizem respeito ao cálculo dos parâmetros referentes ao cálculo do caudal de ponta de cheia.

Apresenta-se um conjunto de elementos e metodologias que permitem a avaliação das precipitações, do coeficiente de escoamento e do tempo de concentração de bacias hidrográficas, tendo em vista uma adequada quantificação do caudal de ponta de cheia. O escoamento total que aflui a uma determinada secção de uma bacia hidrográfica pode ser sinteticamente caracterizado através de dois tipos fundamentais:

- ❖ Escoamento directo é aquele que é constituído pela água que precipita directamente na superfície livre dos cursos de água e nas zonas ribeirinhas saturadas. (Hipólito & Vaz, 2013);
- ❖ Escoamento base – aquele que é resultante do regresso a superfície de águas anteriores infiltradas, sendo, portanto, proveniente dos escoamentos subsuperficiais e subterrâneos. (Martins, 2000).

### 2.1.1. Tempo de concentração

Tempo de concentração ( $T_c$ ) é o tempo necessário para que toda a área da bacia contribua para o escoamento superficial na secção de saída. (Bureau of Reclamation of U.S.A, 1993)

Para calcular o tempo de concentração em bacias hidrográficas urbanas e rurais, existem várias expressões, propostas de Temez, Kirpich e SCS frequentemente utilizadas nos projectos de drenagem.

Para não se sobreavaliar a intensidade média de precipitação de uma dada bacia hidrográfica, Debo & Reese (1995) e U.S Department of Transportation (1997) referem que no cálculo do caudal de ponta de cheia não deve ser considerado um tempo de concentração inferior a cinco (5) minutos. Tal recomendação advém, essencialmente, do facto de as curvas IDF serem deduzidas com base em chuvadas com duração mínima de cinco (5) minutos, correspondente ao intervalo para o qual é possível efectuar leituras nos hidrogramas com duração de 24 horas.

O quadro a seguir apresenta as fórmulas para calcular o tempo de concentração

Tabela 1 - Tempo de concentração

	Fórmula	Observações
SCS Fórmula proposta em USDA-NRCS (2004)	$t_c = 0.057 \frac{L^{0.8}}{i^{0.5}} (1000/NC - 9)^{0.7}$	Esta fórmula é recomendada para pequenas bacias rurais com áreas não superiores a $50 \text{ km}^2$
Giandotti	$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{h_m}}$	Só deve ser usada para bacias com áreas superiores a $300 \text{ km}^2$
Kirpich	$t_c = 0.057 \frac{L^{1.155}}{\Delta H^{0.385}}$	Recomendada para bacias hidrográficas rurais, com canais bem

		definidos e declives entre 3 e 10 por cento.
Temez	$tc = 1.115 \frac{L^{0.95}}{\Delta H^{0.19}}$	A fórmula de Temez é recomendada para bacias naturais com áreas até 3000 km <sup>2</sup> .
Schaake et al (1967)	$tc = \frac{0.503L_b^{0.24}}{i^{0.16} \alpha^{0.26}}, tc \text{ em min}$	A fórmula é recomendada área bacias urbanas, incluídas ruas pavimentadas com sarjetas ao longo de passeios

Onde:

tc representa o tempo de concentração (h),

L, a distância à secção de referência do ponto cinemático mais afastado (km),

i, o declive médio da bacia hidrográfica (-)

NC, o número da curva da precipitação útil (-).

A – Área da bacia em km<sup>2</sup>,

hm – altura média da bacia em metros.

$\Delta H$  (diferença de cotas entre as extremidades do rio principal) - m

$\alpha$ - Percentagem de áreas impermeáveis na bacia hidrográfica

### 2.1.2. Velocidade de escoamento superficial

O tempo de concentração pode ser estimado a partir das velocidades de escoamento superficial na rede hidrográfica da bacia. No quadro e na figura que seguem abaixo, apresentam-se velocidades médias de escoamento superficial em função do declive e da cobertura do solo.

Tabela 2 - Velocidades de escoamento superficial

Tipo de escoamento	Declive do terreno (%)			
	0-3	4-7	8-11	12-15
<b>Escoamento não canalizado:</b>				
<b>Bosques e florestas</b>	0-0.5	0.5-0.6	0.8-1.0	1-
<b>Pastos</b>	0-0.8	0.8-1.0	1.0-1.3	1.3-
<b>Terrenos cultivados</b>	0-0.9	0.9-1.4	1.4-1.7	1.7-
<b>Terrenos urbanizados</b>	0-2.6	2.6-4.1	4.1-5.2	5.2-
<b>Escoamento em canal:</b>				
<b>Canal natural mal definido</b>	0-0.6	0.6-1.2	1.2-2.1	2.1-
<b>Canal bem definido</b>	Cálculo por uma forma de regime uniforme (ex.: Manning-Strickler)			

A rede hidrográfica da bacia deve ser dividida em troços de características homogêneas. Nas zonas onde não existem canais bem definidos pode-se recorrer-se a figura abaixo. Nas restantes zonas poder-se-ão aplicar as fórmulas de escoamento com superfície livre em regime uniforme. O tempo de concentração em cada troço é dado por:

$$tc = \frac{L}{U}$$

Onde:

tc-tempo de concentração (s)

L-comprimento da rede hidrográficas com características homogêneas (m)

U-velocidade média de escoamento (m/s)

### 2.1.3. Intensidade de Precipitação - Curvas IDF

A intensidade média da precipitação,  $I$ , razão entre a quantidade de precipitação e a duração do intervalo de tempo em que ocorreu, e traduzida por termos como chuvisco e aguaceiro ou como:

- ❖ Precipitação ligeira ( $I < 1mmh^{-1}$ );
- ❖ Precipitação moderada ( $1mmh^{-1} \leq I \leq 4mmh^{-1}$ ) ou
- ❖ Precipitação intensa ( $I > 4mmh^{-1}$ ).

Entre outros factores as precipitações intensas estão na origem de cheias e de inundações e de processos erosivos que ocorrem a superfície terrestre. A sua consideração é frequentemente obrigatória ou desejável para determinação do caudal de dimensionamento de obras hidráulicas e de atravessamento de cursos de água e para delimitações de zonas inundáveis (Hipólito & Vaz, 2013, p.130)

As precipitações intensas são caracterizadas pelos seguintes parâmetros:

- ❖ Duração, corresponde ao tempo considerado para a chuvada, no caso de cheias de rios pode ser da ordem de grandeza de horas, ou mesmo de dias, e no caso de passagens hidráulicas pode ser horas ou mesmo minutos
- ❖ Intensidade corresponde a relação entre a altura de precipitação caída e a sua duração;
- ❖ Frequência traduzida, em geral, por uma ocorrência num determinado número de anos.

Para representar a relação que existe entre a intensidade média da precipitação e a respectiva duração para determinado período de retorno utiliza-se funções do tipo:

$$I(t, T) = a(T)t^{b(T)}$$

A representação gráfica desta função designa-se de CURVA IDF (Intensidade, Duração e Frequência). Onde:

$$b(T) = n(T) - 1$$

Na figura, são apresentados os parâmetros das curvas IDF de Moçambique. Os parâmetros K apresentados na referida figura, uma para cada zona climática, são factores multiplicadores da intensidade da precipitação que se obtém com os parâmetros  $a(T)$  e  $b(T)$  das curvas IDF de Maputo e Matola.

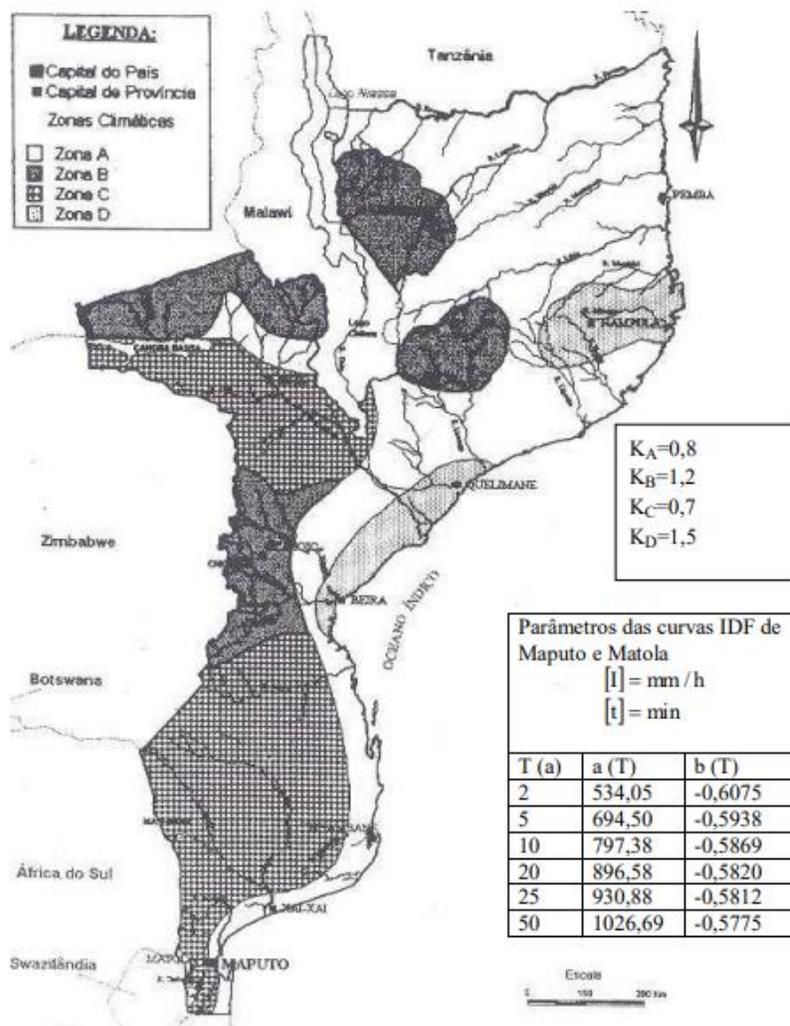


Figura 3 - Parâmetros das curvas IDF de Maputo e Matola

#### 2.1.4. Período de retorno

Define-se período de retorno, T, como o intervalo de tempo médio entre ocorrências sucessivas de um acontecimento. (Hipólito & Vaz, p.488, 2013). No cálculo de caudais

de ponta de cheia para os quais se devem dimensionar estruturas de drenagem, nomeadamente passagens hidráulicas, é fundamental a escolha do período de retorno, T, associado a probabilidade de ocorrência daqueles caudais e, conseqüentemente, a sua magnitude. Assim, considera-se que o período de retorno de um caudal e T quando o seu valor é igualado ou excedido, em média, uma vez em cada intervalo de tempo. (Martins, p.69, 2000)

#### 2.1.5. Caudal de ponta de cheia

Pode-se definir cheia como um fenômeno hidrológico extremo causado por precipitação intensa e duração mais ou menos prolongada numa bacia hidrográfica ou em parte dela, originando caudais que excedem a capacidade de vazão do leito menor do rio. (HIPÓLITO & VAZ, 2013)

Para a determinação dos caudais de ponta de cheia, existem três tipos de abordagens:

- ❖ Fórmulas empíricas, deduzidas a partir da experiência, tendo em conta a área da bacia hidrográfica, sem associarem os resultados a probabilidade de ocorrência.
- ❖ Fórmulas cinemáticas, deduzidas tendo em conta as características do movimento da água na bacia hidrográfica, expressas através das noções de tempo de concentração e da chuvada crítica (chuvada que dá origem ao maior caudal de ponta para um dado período de retorno).
- ❖ Fórmulas estatísticas, que têm como finalidade:
  - na análise de valores referentes a uma dada secção
  - a extensão de uma amostra de valores por correlação com a precipitação na bacia;
  - a regionalização dos valores obtidos para algumas secções por correlação com as características físicas da bacia hidrográfica.

O presente relatório faz uma abordagem cinemática usando a fórmula racional.

### 2.1.5.1. Fórmula racional

A fórmula racional é uma das fórmulas mais utilizadas para determinar caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas de pequena dimensão. A razão para se restringir a sua aplicação a bacias de pequena dimensão tem a ver com os seguintes pressupostos do método:

- ❖ A precipitação ocorre uniformemente em toda a bacia,
- ❖ A intensidade é constante ao longo da duração da precipitação, que se toma igual ao tempo de concentração da bacia.

A formula racional, escreve-se:

$$Q = CIA$$

Onde:

Q - Caudal de ponta de cheia (m<sup>3</sup>/s)

C - Coeficiente de escoamento;

I - intensidade média de precipitação com duração igual ao tempo de concentração;

A - área da bacia hidrográfica (Km<sup>2</sup>)

Para I em mm/h e A em km<sup>2</sup>, a fórmula escreve-se:

$$Q = 0.278CIA \text{ Eq. 2.12}$$

Valores médios do coeficiente de escoamento C do Método Racional

Tipo de ocupação	C	Tipo de superfície	C
Comercial		Pavimento	
no centro urbano	0,70 - 0,95	asfáltico	0,70 - 0,95
nos arredores	0,50 - 0,70	betão	0,80 - 0,95
Residencial		Passeios para peões	0,85
habitações unifamiliares	0,30 - 0,50	Coberturas (telhados)	0,75 - 0,95
prédios isolados	0,40 - 0,60	Relvado sobre solo permeável	
prédios geminados	0,60 - 0,70	plano < 2%	0,05 - 0,10
suburbano	0,25 - 0,40	médio, 2% a 7%	0,10 - 0,15
Industrial		inclinado > 7%	0,15 - 0,20
pouco denso	0,50 - 0,80	Relvado sobre solo impermeável	
muito denso	0,60 - 0,90	plano < 2%	0,13 - 0,17
Parques e cemitérios	0,10 - 0,25	médio, 2% a 7%	0,18 - 0,22
Campos de jogos	0,20 - 0,40	inclinado > 7%	0,25 - 0,35

Figura 4 – Valores médios do coeficiente C do Método Racional

## 2.2. Dimensionamento hidráulico

### 2.2.1. Aspectos gerais de concepção de canais

A concepção do sistema de drenagem é a fase mais importante do projecto, pois define as linhas básicas do traçado das redes, localização dos poços de visita e pontos de lançamento no sistema de drenagem. A primeira actividade será o lançamento da rede básica principal sobre o arruamento da área, utilizando os elementos topográficos disponíveis e a rede de drenagem existente. Para estudar a configuração da drenagem é necessário realizar um processo interactivo como projectista do arranjo urbanístico da área, principalmente para que se obtenha um melhor aproveitamento das áreas de detenção ou retenção, de acordo com a filosofia de projecto da área. É fundamental que a configuração do sistema de drenagem leve em consideração a possibilidade de implantação das obras em etapas, de modo a atender prioritariamente as áreas já definidas, ou de maneira preventiva, áreas a serem edificadas.

### 2.2.2. Definição

Designa-se como canal qualquer tipo de conduta em que o escoamento se processa com superfície livre.

### 2.2.3. Classificação

Os canais podem classificar-se quanto à:

- ❖ Origem
  - Naturais: rios e linhas de água;
  - Artificiais: canais de rega, valas de drenagem, canais de descarregadores, valetas de estradas e canais para abastecimento de água;
- ❖ Resistência à erosão: Conforme a sua capacidade de resistir à erosão, os canais classificam-se em: Canais não erodíveis e canais erodíveis.
- ❖ Secção

- Simples: circular, rectangular, triangular e trapeizodal
- Compostas:
  - ✓ Prismático: secção e inclinação constantes
  - ✓ Não prismático: secção e/ou inclinação não constantes

#### 2.2.4. Canais não erodíveis

Neste tipo de canais, o material ou materiais que compõe o leito e os taludes são capazes de resistir à acção erosiva da água.

- ❖ Escavados em rocha sã;
- ❖ Revestidos: Betão, argamassa, pedra argamassada, alvenaria, asfalto e plástico;
- ❖ Construídos com material não erodível: Betão, madeira e ferro;
- ❖ Revestidos com vegetação.

##### 2.2.4.1. Finalidades do Revestimento

- ❖ Protecção contra erosão;
- ❖ Diminuição das perdas de água por infiltração;
- ❖ Maior velocidade de escoamento;

#### 2.2.5. Escoamentos em superfície livre

Nos escoamentos com superfície livre temos:

- ❖ Líquido tem a superfície em contacto com a atmosfera;
- ❖ A pressão na superfície é igual à pressão atmosférica.

2.2.5.1. Tipos de escoamento com superfície livre

Os escoamentos em superfícies livres podem ser permanentes ou Variados. São classificados em função de:

A. Variação ao longo do tempo

- Variável:  $Q = f(t)$ ,  $y = f(t)$
- Permanente:  $Q(t) = \text{cte.}$ ,  $y(t) = \text{cte.}$

B. Variação ao longo do espaço;

- Uniforme
- Variado
  - ✓ gradualmente - curvas de regolfo
  - ✓ rapidamente - ressalto hidráulico, esc. sobre descarregador e singularidades.

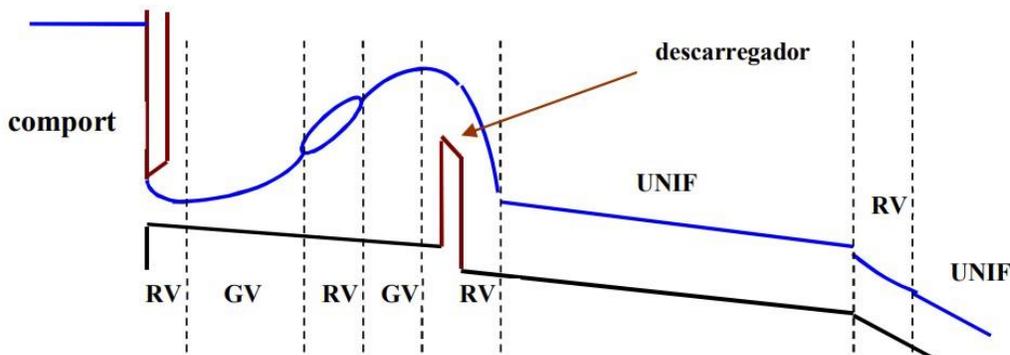


Figura 5 – Tipos de escoamento com superfície livre

C. Em função do regime instalado;

- Viscosidade: Laminar (quase inexistente em casos práticos) e turbulento;

O N° de Reynold indica relação entre forças de inércia e forças de viscosidades:

$$Re = \frac{u * R}{\nu} \quad \nu - \text{viscosidade cinemática (m}^2/\text{s)}$$

Limites práticos:

$Re < 500$  – laminar     $500 \leq Re \leq 2000$  – transição     $Re > 2000$  – turbulento

D. Gravidade: Lento, crítico e rápido

Nº de froude: relação entre as forças de inércia e forças de gravidade:

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{g * h}} \quad \sqrt{g * h} - \text{ Celeridade}$$

Fr < 1 – Regime lento    Fr = 1 – Regime critico    Fr > 1 – Regime rápido

2.2.6. Distribuição de velocidades nos canais

A distribuição de velocidades numa secção transversal não é uniforme por efeito do atrito nas paredes e com o ar.

A velocidade máxima é pouco abaixo na superfície livre e tanto mais abaixo quanto mais próximo das margens. Para além da forma da secção, a rugosidade é um dos factores que afectam a distribuição de velocidades.



Figura 6 – Distribuição de velocidades nos canais

2.2.7. Relações para a velocidade média

O Serviço Geológico dos Estados Unidos (United States Geological Survey) apresenta as relações dadas a seguir, que são de grande utilidade nas determinações e estimativas de vazão.

- a) A velocidade média numa vertical geralmente equivale de 80% a 90% da velocidade superficial.
- b) A velocidade a seis décimos de profundidade é, geralmente, a que mais se aproxima da velocidade média,

$$V_m \cong V_{0.6}$$

- c) Com maior aproximação do que na relação anterior, tem-se

$$V_m \cong \frac{V_{0.2} + V_{0.8}}{2}$$

d) A velocidade média também pode ser obtida partindo-se de

$$V_m \cong \frac{V_{0.2} + V_{0.8} + V_{0.6}}{2}$$

## 2.2.8. Regime uniforme

### 2.2.8.1. Definição de escoamento uniforme

Um escoamento diz-se uniforme se as suas características não variam de secção para secção. Não é fisicamente possível ter escoamento uniforme em regime variável. O escoamento uniforme é permanente.

#### ❖ Características do escoamento uniforme

O Q (caudal); U (velocidade); y (altura escoamento); A (área secção); n (rugosidade) e J (inclinação) mantêm-se constantes.

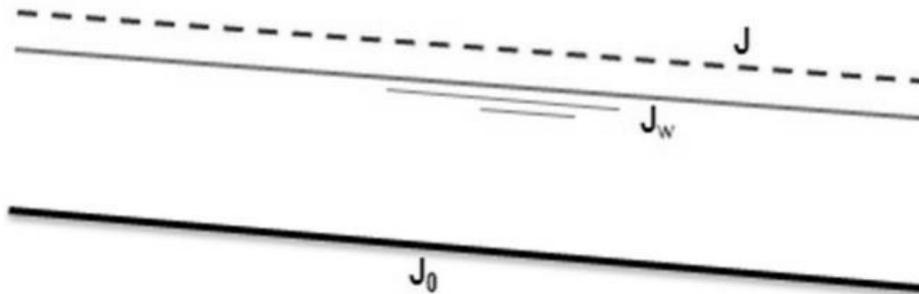


Figura 7 – Escoamento uniforme

Onde:

J; Jw; Jo – são linhas paralelas  
 Jw – inclinação Da superfície livre  
 Jo – inclinação do leito

J – Inclinação da linha de energia  
 y constante Jw = Jo  
 U constante J = Jw

#### ❖ Estabelecimento do escoamento uniforme

Num canal prismático de inclinação constante e suficientemente longo, em regime permanente, acaba por se estabelecer o escoamento uniforme. Isso deve-se à relação entre as forças de aceleração e as forças de resistência.

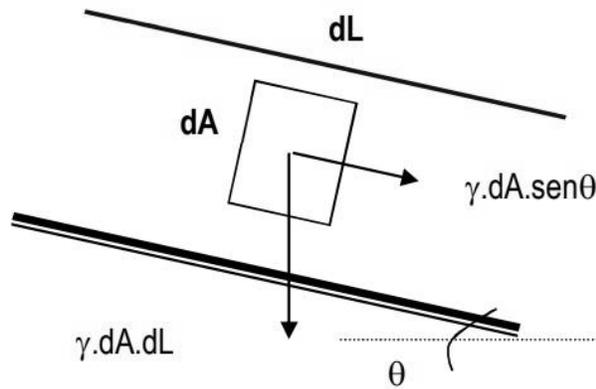


Figura 8 – Balanço entre as forças de aceleração e forças de resistência

Força de aceleração – componente do peso do líquido na direcção paralela ao leito (depende da inclinação);

Força de resistência – cresce com a velocidade do escoamento (é função da velocidade).

❖ Hipótese 1 – Escoamento entra no canal com uma velocidade baixa

E. Força de resistência ao escoamento é pequena

F. Força de aceleração > força de resistência

⇒ Há uma aceleração do escoamento!

G. Velocidade aumenta

H. Resistência aumenta

I. Força de resistência = força de aceleração

⇒ Estabelece-se o regime uniforme!

❖ Hipótese 2 – Escoamento entra no canal com uma velocidade alta

- Força de resistência ao escoamento é grande
- Força de aceleração < força de resistência

⇒ Há uma desaceleração do escoamento até se chegar a uma situação de equilíbrio;

- Velocidade diminui
- Resistência diminui
- Força de resistência = força de aceleração

⇒ Estabelece-se o regime uniforme!

Altura uniforme ( $y$ ) é a altura do escoamento no regime uniforme.

### 2.2.9. Área molhada e perímetro molhado

Como os canais livres podem apresentar as formas mais variadas, podendo ainda funcionar parcialmente cheios, torna-se necessária a introdução de dois novos parâmetros para o seu estudo.

Denomina-se área molhada de um canal a área útil de escoamento numa seção transversal. Deve-se, portanto, distinguir  $S$ , seção de um canal (total), e  $A$ , área molhada (seção de escoamento).

O perímetro molhado é a linha que limita a área molhada junto às paredes e ao fundo do canal. Não abrange, portanto, a superfície livre das águas.

### 2.2.10. Fórmula de Chézy (1769)

A fórmula de Antoine Leonard Chézy foi derivada com base nas seguintes hipóteses:

- ❖ A força de resistência por unidade de leito é proporcional ao quadrado da velocidade;

$$\frac{F}{A_{leito}} = K * u^2 \quad \text{ou} \quad F_{resistencia} = K * U^2 * Pdl ; \quad A_{leito} = Pdl$$

- ❖ No regime uniforme, a força de aceleração iguala a força de resistência;

$$F_{acel.} = \gamma . A . dl . sen \theta = \gamma . A . dl . Jo = \gamma . A . dl . J$$

Igualando as duas forças:

$$\gamma \cdot A \cdot dl \cdot J = K \cdot u^2 \cdot P \cdot dl; \quad U = \sqrt{\frac{\gamma}{K}} \sqrt{\frac{A}{P}} \cdot J$$

$$U = C \sqrt{RJ} \quad Q = A * C \sqrt{RJ}$$

C – Coeficiente de Chézy [ $m^{\frac{1}{2}}/s$ ]

### 2.2.10.1. Determinação do coeficiente de Chézy

❖ Fórmula de Bazin  $C = \frac{87 \cdot \sqrt{R}}{K_B + \sqrt{R}}$   $K_B - \text{Lencastre, tab. 85}$

❖ Fórmula de Kutter  $C = \frac{100 \sqrt{R}}{K_K + \sqrt{R}}$   $K_K - \text{Lencastre, tab. 86}$

❖ Fórmula de COLEBROOK- WHITE (considerando escoamento puramente turbulento) D65 – D90

$$C = 18 \log \frac{14.8R}{K_{CW}} \quad K_{CW} = \begin{cases} D65 - D90 \\ (0,5 - 1,0). hf \text{ cristas ou dunas} \end{cases}$$

### 2.2.11. Fórmula de Manning – Strickler (1889)

$$U = \frac{1}{n} * R^{2/3} * J^{1/2} \quad U = K_S * R^{2/3} * J^{1/2} \quad Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * J^{1/2}$$

$$Q = K_S * A * R^{2/3} * J^{1/2}$$

n – coeficiente de rugosidade ( $s/m^{1/3}$ )

$K_S = \frac{1}{n}$  coeficiente de escoamento de Manning – Strickler ( $m^{1/3}/s$ )

Habitualmente considera-se que  $n$  só depende do material do leito. No entanto, há outros factores que afectam este valor: Altura do escoamento; Vegetação e Sinuosidade do canal;

#### 2.2.11.1. Relação entre $C$ e $n$ :

$$U = C\sqrt{RJ} = U = \frac{1}{n} * R^{2/3} * J^{1/2} \quad \Rightarrow \quad C = \frac{1}{n} * R^{1/6} = K_s * R^{1/6}$$

#### 2.2.11.2. Relação entre $K_s$ e $d_{65}$ :

$$K_s = 26 \left(\frac{1}{d_{65}}\right)^{1/6}$$

#### 2.2.12. Curva de vazão

Chama-se curva de vazão à relação biunívoca entre a altura do escoamento e o caudal numa dada secção dum canal ou rio;

A relação biunívoca  $Q(h)$  apenas se verifica nas secções de controlo do escoamento;

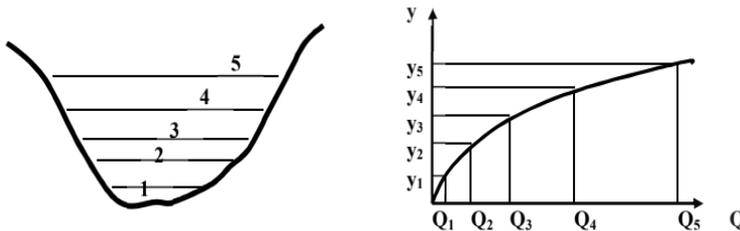


Figura 9 – Curva de vazão

Como no escoamento uniforme  $J$  é conhecido ( $J=J_0$ ), teoricamente bastaria conhecer um ponto da curva para toda a curva ficar definida, através da expressão:

$$Q = K_s * A * R^{2/3} * J^{1/2}$$

Conhecidos  $Q_0$ ,  $y_0$  ( $A_0$ ,  $R_0$ ) e  $J$  calcula-se  $K_s$ . Usa-se a fórmula acima para obter toda a curva. Na prática, fazem-se medições para obter vários pontos ( $Q_i$ ,  $y_i$ ) e traçar a curva a partir deles. A razão para obter a curva de vazão por pontos é que  $K_s$  (ou  $n$ ) varia com  $y$ .

2.2.13. Capacidade de vazão (K)

Capacidade de vazão  $\equiv$  Conveyance

$$K = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} \quad U = CA\sqrt{R} \quad Q = K\sqrt{J}$$

2.2.13.1. Secção com diferentes rugosidades

É muito frequente o uso de diferentes revestimentos em superfícies que constituem um canal: leito de fundo e taludes.

Para se utilizar qualquer uma das fórmulas acima mencionadas, é necessário calcular o coeficiente de rugosidade equivalente, isto é, aquele que reflecta o real valor da rugosidade do conjunto, tendo em conta a existência de diferentes materiais de revestimento.

Têm sido propostos diversos métodos, entre os quais a fórmula de LOTTER (1933):

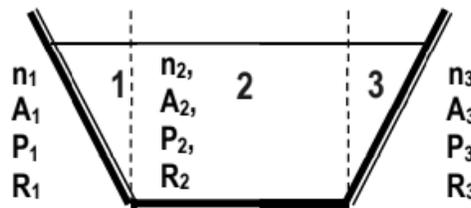


Figura 10 – Secção com diferentes rugosidades

As divisórias fictícias não entram para o cálculo dos perímetros molhados  $P_i$ .

o caudal total é igual à soma dos caudais nas subsecções:

$$n_e = \frac{P * R^{5/3}}{\sum_i \frac{P * R^{5/3}}{n_i}} \quad K = \frac{1}{n_e} * A * R^{2/3} \quad Q = K\sqrt{J}$$

Uma alternativa à fórmula de LOTTER é de H. A. EINSTEIN (1934)

$$P * n_{eq}^{3/2} = \sum_i P_i * n_i^{3/2}$$

De notar que apenas são considerados os perímetros das subsecções e não se entra com os valores das respectivas áreas.

Hip.: cada subsecção tem a mesma velocidade média que a secção total.

#### 2.2.13.2. Secção composta

A secção pode ser composta de várias subsecções com características de rugosidade, velocidade, etc., bem distintas.

Exemplo característico: secção com planície de inundação:

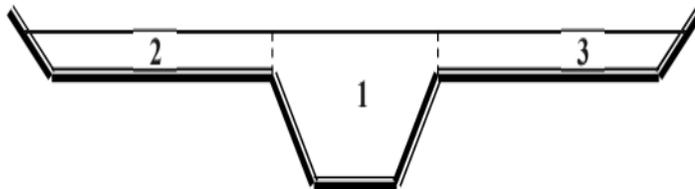


Figura 11 – secção com planície de inundação

As sub-secções 2 e 3 (planície de inundação) têm muito maior rugosidade e menor velocidade média que o leito menor (sub-secção 1).

Para o cálculo do caudal total da secção, devem ser considerados os seguintes passos:

1. Consideram-se divisórias verticais fictícias;
2. Calcula-se  $k_i$  de cada sub-secção;
3. Para as subsecções, as divisórias fictícias não entram para o cálculo de P;
4. Pode ser preciso calcular uma rugosidade equivalente  $n_e$  em cada sub-secção.

$$Q_i = K_i \sqrt{J} \quad Q = \sum Q_i$$

#### 2.2.14. Cálculo de elementos do regime uniforme

Variáveis envolvidas:

- ❖ Caudal Q;
- ❖ Velocidade média u;
- ❖ Altura do escoamento y, altura uniforme;
- ❖ Rugosidade n (Ks, C);

- ❖ Inclinação J (= Jo = Jw), inclinação uniforme;
- ❖ Geometria da secção – A, P, R.

2.2.14.1. Tipos de problemas

Podem sistematizar-se os problemas a resolver no regime uniforme:

Tabela 3 – Tipos de problemas no regime uniforme

<b>Tipo de problema</b>	<b>Caudal Q</b>	<b>Veloc. U</b>	<b>Altura y</b>	<b>Rugos. n</b>	<b>Incl. J</b>	<b>Geom.</b>
<b>A</b>	?	?	✓	✓	✓	✓
<b>B</b>	✓	?	?		✓	✓
<b>C</b>	✓	?	✓	?	✓	✓
<b>D</b>	✓	?	✓	✓	?	✓
<b>E</b>	✓	?	?	✓	✓	?

- ❖ Problema A – aplicação directa das fórmulas de Chézy ou de Manning – Strickler. Surge quando se pretende conhecer o máximo caudal numa secção ou para traçar a curva de vazão
- ❖ Problema B – resolve-se por um processo iterativo de aproximações sucessivas (arbitrar y, obter Q) ou traçando a curva de vazão da secção. Surge quando é necessário conhecer o nível para certo caudal e a correspondente velocidade.
- ❖ Problema C – aplicação directa das fórmulas. Surge quando se pretende calibrar a rugosidade dum canal.
- ❖ Problema D – aplicação directa das fórmulas:

$$J = \frac{Q^2 * n^2}{A^2 * R^{\frac{4}{3}}} = \frac{Q^2}{K_s^2 * A^2 * R^{\frac{4}{3}}} = \frac{Q^2}{C^2 * A^2 * R}$$

Não é um problema que surja com frequência na prática.

- ❖ Problema E – é o típico problema de dimensionamento. O projectista tem de começar por escolher/arbitrar a forma da secção e as suas dimensões. A partir daí, cai-se no problema B.

### 2.2.15. Critérios Gerais de Dimensionamento

I. - Eficiência hidráulica - transportar o caudal de dimensionamento com área mínima de secção;

II. - Praticabilidade e facilidade da construção e manutenção;

III.- Economia da construção: Escavação; remoção do material escavado e revestimento.

#### 2.2.15.1. Factores a considerar no dimensionamento de canais não erodíveis

- ❖ Velocidade mínima ou velocidade de não-arrastamento;
  - Quanto maior a velocidade do escoamento, maior é a capacidade de erosão e de transporte de sedimentos;
  - Quando a velocidade do escoamento se torna baixa, reduz a capacidade de transporte de sedimentos e estes depositam-se causando o assoreamento do canal.

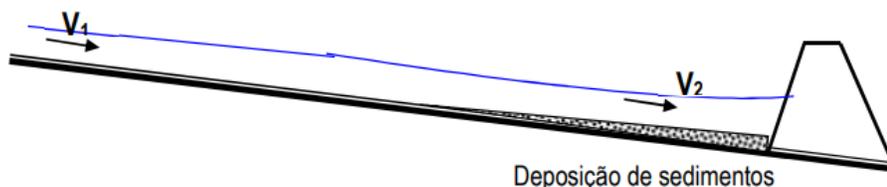


Figura 12 – Velocidade mínima ou velocidade de não-arrastamento

$V_2 < V_1$  há assoreamento à medida que  $V_2 \rightarrow 0$

A velocidade mínima a adoptar depende da dimensão do material transportado. Normalmente velocidades entre 0.2 – 0.3 m/s já evita sedimentação (gráfico 120, Lencastre);

❖ Inclinação do canal

Condicionada pela topografia, não se pode afastar muito da inclinação média do terreno natural;

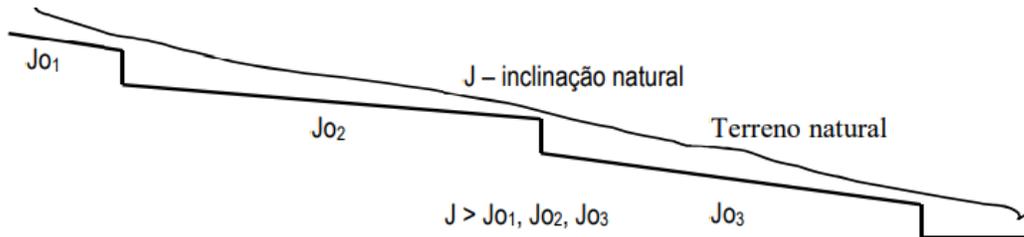


Figura 13 - Inclinação do canal

III. - Inclinação dos taludes

- ❖ Dependem principalmente do tipo de material;
- ❖ Os taludes devem aproximar-se da vertical tanto quanto possível;

2.2.16. Folga

Folga é a distância na vertical entre a superfície da água e o topo do canal nas condições do projecto.

$f$  – folga – distância vertical entre o topo do canal e a superfície de água;

$f'$  - altura do revestimento acima da superfície da água;

Tabela 4 - Valores sugeridos pelo U.S. Bureau of Reclamation para as folgas  $f$  e  $f'$  em função do caudal  $Q$

$Q$ m <sup>3</sup> /s	<1	5	10	15	30	60
$F$ (m)	0.50	0.70	0.80	0.90	0.95	1.10
$f$ (m)	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60

Os valores que constam na tabela acima, são, no entanto, pouco utilizados por serem valores relativamente elevados. Considera-se por norma, que a folga deve corresponder entre 20 a 30% da altura do canal.

### 2.2.17. Sobreelevação em curvas

As curvas em canais causam uma resistência adicional ao movimento do líquido. Essa resistência pode ser vencida por um aumento de declividade em relação à declividade dos trechos retilíneos. Essa declividade local maior pode ser determinada pela expressão:

$$I' = I \left( 1 + \frac{3}{4} \sqrt{\frac{b}{Y}} \right)$$

Onde:

$I'$  = declividade no trecho curvo

$I$  = declividade normal nos trechos retos

$b$  = largura do canal a montante da curva

$Y$  = raio médio da curva

Geralmente esse aumento de declividade é desprezível.

Para reduzir os efeitos de curvatura, pode-se, também, adotar uma largura maior de canal nos trechos curvos; assim,

$$B = b \left( 1 + \frac{3}{4} \sqrt{\frac{b}{Y}} \right)$$

sendo  $B$  a largura maior.

Devido à força centrífuga provocada pelo movimento do líquido em uma curva, verifica-se uma sobrelevação de nível na parte externa da curva.

$$\Delta h = \frac{2.3 \times V^2}{g} \log \left( 1 + \frac{B}{y - \frac{B}{2}} \right)$$

Onde:  $v$  = velocidade média do líquido na curva.

$\Delta h$  = aumento de altura (profundidade) em relação à altura nos trechos retilíneos.

Uma outra expressão é:

$$\Delta h = \frac{b \times V^2}{gY}$$

### 2.2.18. Vazão em aquedutos

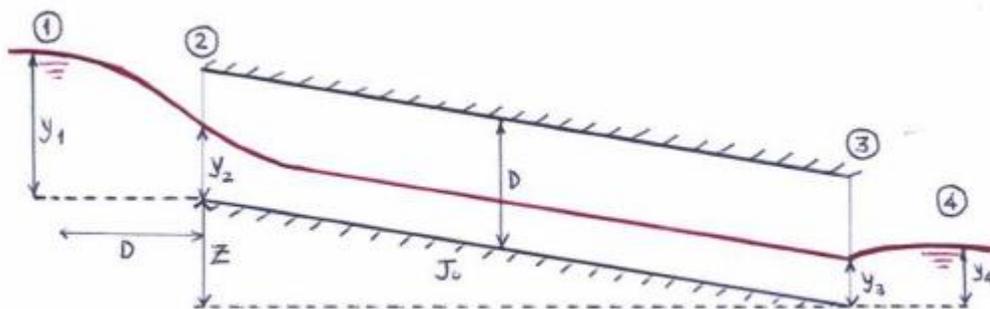
Aquedutos são condutas que permitem o atravessamento de aterros (estradas, linhas férreas, diques) por linhas de água.

Características genéricas:

- ❖ Pequena carga;
- ❖ Secção rectângular (box-culvert), circular ou oval (pipe-culvert);
- ❖ Materiais: betão, aço corrugado (ARMCO), alvenaria;
- ❖ Inclinação mínima: 1% (importante para auto-limpeza);

Condições de escoamento são complexas e dependem de:

- ❖ Geometria da entrada (forma dos muros-ala);
- ❖ Declive;
- ❖ Dimensões da secção;
- ❖ Rugosidade;
- ❖ Condições de montante e de jusante;



D – diâmetro da conduta (circular) ou altura da secção.

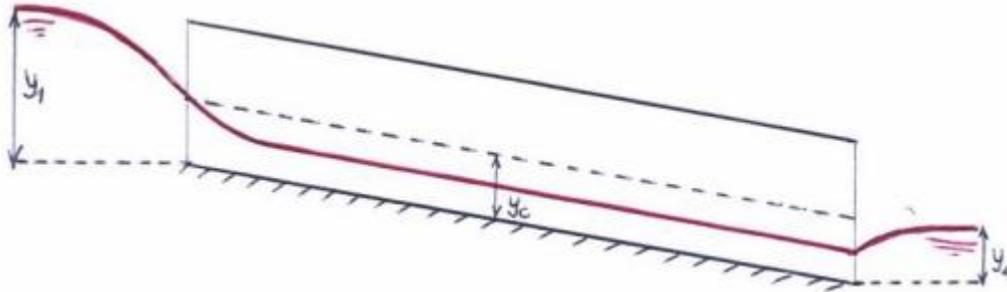
O escoamento no aqueduto pode ocorrer tanto em pressão como em superfície livre, dependendo das condições de montante e jusante.

Podem ocorrer 6 tipos de escoamento:

Escoamento tipo I:

$$y_1 < 1.5D, y_c < y_4, J_c > J_0$$

O escoamento processa-se em regime rápido, com altura crítica à entrada:



$$Q = C_d A_c \sqrt{2g \times \left( y_1 + \frac{U_1^2}{2g} - y_1 - \Delta H_{1-2} \right)}$$

$$C_d = 0.95$$

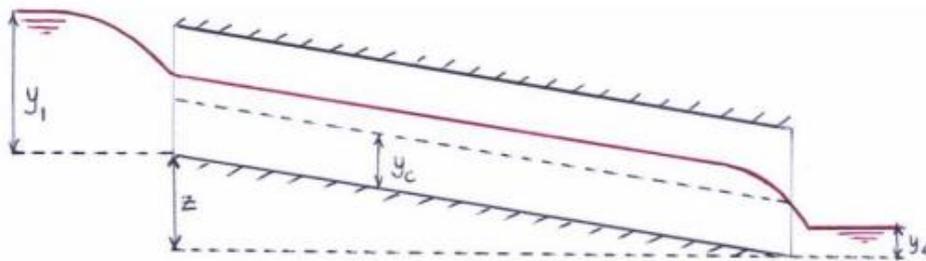
$$A_c = A(y_1)$$

$\Delta H_{1-2}$  - perda de carga por atrito entre as secções 1 e 2, normalmente desprezável

Escoamento tipo II:

$$y_1 < 1.5D, y_c < y_4, J_c < J_0$$

O escoamento processa-se em regime lento, com altura crítica à saída:



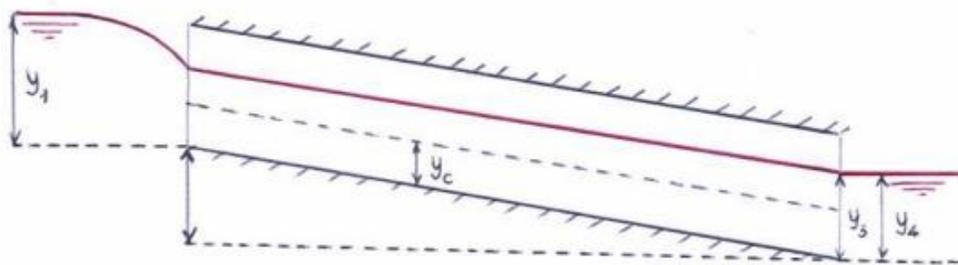
$$Q = C_d A_c \sqrt{2g \left( y_1 + Z + \frac{U_1^2}{2g} - y_c - \Delta H_{1-3} \right)}$$

$$C_d = 0.95$$

Escoamento tipo III:

$$y_1 < 1.5D, y_4 > y_c, y_4 < D$$

O escoamento processa-se em regime lento.



$$Q = c_d A_3 \sqrt{2g \left( y_1 + z + \frac{u_1^2}{2g} - y_3 - \Delta H_{1-3} \right)}$$

Os valores de Cd:

- ❖ Para aqueduto circular ou oval,  $C_d = 0.95$ ;
- ❖ Para aqueduto rectangular,  $C_d \cong 0.76 + 0.2 Fr^3$
- ❖  $A_c = A(y_1) \quad y_3 = y_4$

Escoamento tipo IV

$$y_1 < 1.5D, y_4 > D$$

É a única situação em que o escoamento se processa em pressão.

$$Q = C_d A_0 \sqrt{2g(y_1 + Z - y_4) \div \left( 1 + \frac{2g C_d^2 n^2 L}{R_0^{4/3}} \right)}$$

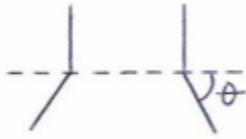
Onde:

- ❖  $A_0$  = área da secção cheia;
- ❖  $L$  = comprimento do aqueduto;
- ❖  $R_0$  = raio hidráulico da secção cheia;

Valores de Cd:

- ❖ Para aqueduto circular ou oval,  $C_d = 0.90$ ;

❖ Para aqueduto rectangular

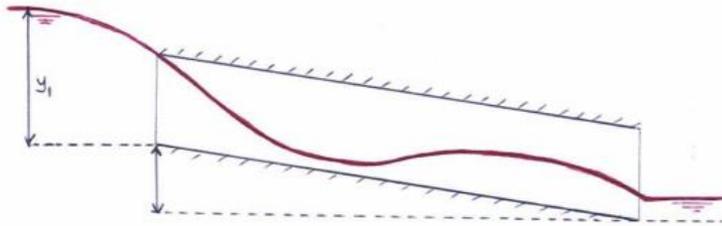


$30^\circ < \theta < 75^\circ$  ,  $C_d = 0.87$

$75^\circ < \theta < 90^\circ$  ,  $C_d = 1.47 - 0.008\theta$

Escoamento tipo V

$y_1 > 1.5 D$  ,  $y_4 < y_c$  ,  $y_4 < D$



$$Q = C_d A_0 \sqrt{2 g y_1}$$

$C_d$  é função de  $y_1 / D$ .

$y_1/D$	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
$C_d$	0,48	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,57	0,59	0,61	0,63	0,65	0,66

Tabela –  $C_d$  em função de  $y_1 / D$

Escoamento tipo VI

$y_1 > 1.5D$  ,  $y_4 > y_c$  ,  $y_4 < D$

O escoamento processa-se em regime lento, com secção cheia.

$$Q = C_d A_0 \sqrt{2 g (y_1 + Z - y_3 - \Delta H_{2-3})}$$

$C_d = C_d$  do escoamento tipo IV;

$y_3 = D$

### 2.3. Descrição dos elementos que constituem a Vala

#### 2.3.1. Colchão Reno (Fundo/Leito das Valas)

O Colchão Reno, também conhecido por colchões de gabião, são estruturas retangulares caracterizadas por sua grande área e pequena espessura, produzidos em malha hexagonal de dupla torção com fios de aço revestidos com as tecnológicas ligas de protecção contra corrosão. São protegidos por uma camada contínua de material polimérico.

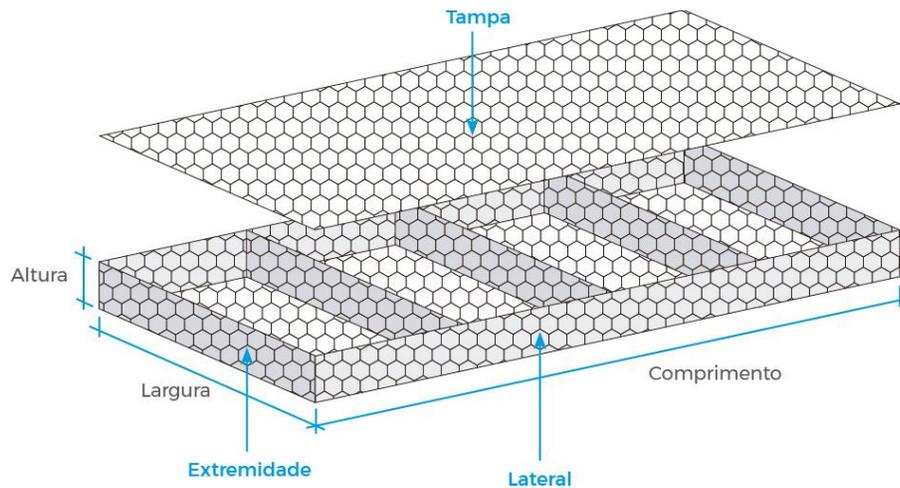


Figura 14 – Colchão Reno

### 2.3.2. Box's para Muros da Vala

Gabiões são cestos fabricados em malha de arame de aço hexagonal de dupla torção tipo 8x10. Um fio revestido de zinco em conformidade com SANS 1580 e EN 10223-3. O sistema de gestão e produção está certificado em conformidade com as normas ISO 9001, ISO 14001 (relativa ao sistema de gestão ambiental) e ISO 18001 (Saúde e segurança Ocupacional).

Dimensões e tamanhos de gabiões revestidos de zinco são mostrados na Tabela abaixo

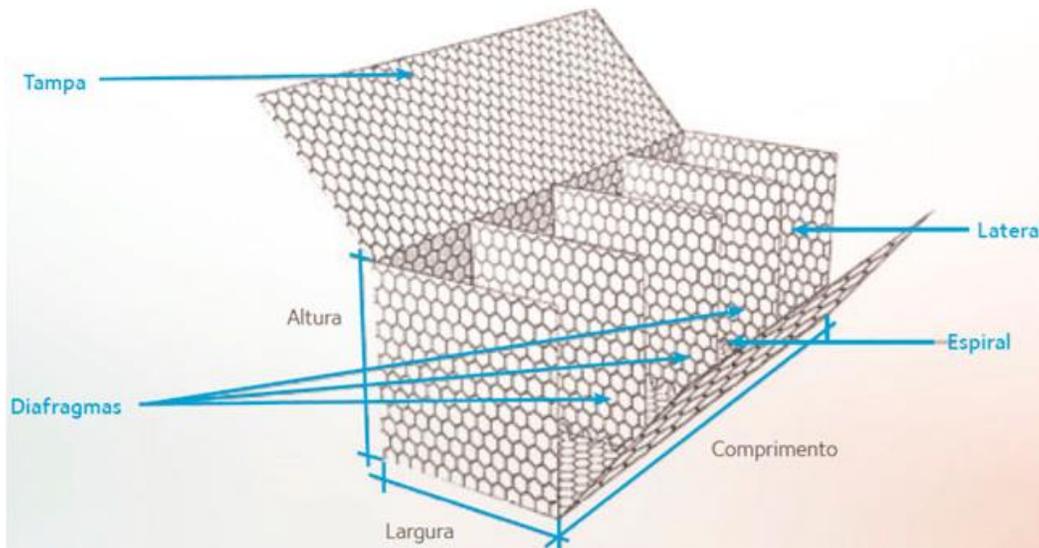


Figura 15 - 2.3.2. Box's para Muros da Vala

Tabela 5 - Dimensões e tamanhos de gabiões revestidos de zinco

			<small>As part of the ISO 9001 Management Systems, guided research and development programmes, information contained herein is continuously updated. Please confirm with Maccaferri Africa (Pty) Ltd the latest version of the Product's Specification available.</small>			
<b>Table 1: Sizes of Gabions</b>						
Length (m)	Width (m)	Height (m)				
1.0	1.0	1.0				
1.5	1.0	1.0				
2.0	1.0	1.0				
3.0	1.0	1.0				
4.0	1.0	1.0				
2.0	0.5	0.5				
2.0	1.0	0.5				
3.0	1.0	0.5				
<small>All sizes and dimensions are nominal. Tolerances of ± 5% shall be permitted. Other sizes are available but variation to these standard sizes are only manufactured on request and are uneconomical unless manufactured in large quantities.</small>						
<b>Table 2: Standard mesh-wire</b>						
Type	M (mm)	Tolerance (mm)	Wire diameter (mm)	Mesh Tensile Strength (KN/m)		
8x10	80	-0/+10	2.70	55±5		
			3.0	72±5		
<b>Table 3: Standard wire diameter</b>						
		Mesh wire	Selvedge wire	Lacing wire		
Internal diameter 8x10	ø mm	2.7 3.0	3.4 3.9	2.2 2.5		
	(±) ø mm	0.06 (2.7) 0.07 (3.0)	0.07	0.06		
Min. Zinc quantity	g/m <sup>2</sup>	275 (2.7)	275 (3.4)	240 (2.2)		
		275 (3.0)	290 (3.9)	260 (2.5)		

### 2.3.3. Geotêxtil (filtro)

Geotêxtis não tecidos fabricados com polipropileno virgem com adição de fibras estabilizadoras de UV montados por um tratamento agulhado (N) e Termo calandrado (H). Os valores relatados representam valores médios com base nos resultados actuais dos testes de produção.

Tabela 6 – Dimensões do Geotêxtil

Mechanical and Hydraulic properties		H15.1	H20.1	H25.1	H33.1	H40.1	H55.1	H60.1	H70.1	N80.1	N90.1
Tensile strength — MD according to ISO 10319 or SANS 1525	kN/m	8	10	11	12	15	21	23	26	25	30
Tensile strength — CMD according to EN ISO 10319 or SANS 1525	kN/m	8	10	11	12	15	21	23	26	28	38
Strain — MD/CMD according to ISO 10319 or SANS 1525	%	40-65								>50	>50
CBR Static puncture resistance according to ISO 12236 or SANS 12236	N	1500	1700	2000	2100	2600	3600	3900	4500	4500	6500
Dynamic puncture resistance according to ISO 13433 or SANS 13433	mm	28	25	23	20	17	12	12	11	8	4
Water flow (normal to the plane) according to ISO 11058 or SANS 11058	l/(sec m <sup>2</sup> )	106	77	71	54	54	27	43	25	42	38
Opening pore size O <sub>95</sub> according to ISO 12956 or SANS 12956	micron	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
<b>Physical properties - typical</b>											
Polymer raw material		Virgin polypropylene with added UV stabilizer									
Mass per unit (ISO 9864 or SANS 9864)	g/m <sup>2</sup>	120	130	150	165	200	275	310	340	400	500
Thickness (ISO 9863-1 or SANS 9863-1)	mm (2 kPa)	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.6	1.8	3.4	4.2
Durability	Material to be covered in one month after the installation. Predicted to be durable in natural soils (4<ph<9) at a temperature <25 °C for a minimum of 25 years										
<b>Roll Dimension</b>											
Width	m	1.3, 2.6, 5.2, 5.9					2.6, 5.2, 5.9			5.2, 5.9	
Length	m	150					100			50	
Minipack - 10m long increment	available	yes					no			no	

### 2.3.4. Rocha

As valas de gabião são executadas com pedra britada ou rolada. É recomendável a utilização de material de enchimento duro e de peso específico elevado, ou seja, superior a 22 KN. A granulometria da pedra usada estava entre os 100 e 200 mm. No entanto, material de maiores ou menores dimensões é tolerável desde que o seu volume não ultrapasse 10% do volume total do gabião a preencher e, no caso de menor dimensão, seja colocado no interior dos gabiões.

### 2.3.5. Revestimento

Para o revestimento da vala, tanto no topo dos muros da vala como no fundo da mesma, foi previsto o Betão pronto B20.

Capítulo III

3. DESCRIÇÃO DO PROJECTO

O projecto de construção de valas de drenagem pluvial a ser implantado em Minguene será em Gabiões. A escolha deste tipo de vala deve-se as vantagens que este material possui essencialmente para as características fisiográficas e dos solos da região.

A vala de Minguene engloba três troços, nomeadamente: Vala 1, vala 2 e vala 3, sendo que, a vala 2 e 3 ligam a uma outra vala de Maguiguana já existente.

A construção desta vala, prevê algumas passadeiras particulares e públicas.

Tabela 7 – Dimensões das valas de Minguene

Vala	Base (m)	Altura (m)	Comprimento (m)
1	3	1	870
2	3	1	340
3	1.5	1	325

Tabela 8 – Passadeiras Hidráulicas públicas e particulares

Passadeiras Hidráulicas	Quantidade	largura (m)
Entradas particulares	14	3.5
Públicas	2	6
	2	6
	6	15
	1	17

### 3.1. Classificação das Valas de drenagem de Minguene

As valas classificam-se segundo:

- ❖ Material – Gabião
- ❖ Origem – Canal artificial
- ❖ Resistência à erosão – Canal não erodível
- ❖ Revestimento do fundo – Betão
- ❖ Geometria: Secção simples – Rectangular

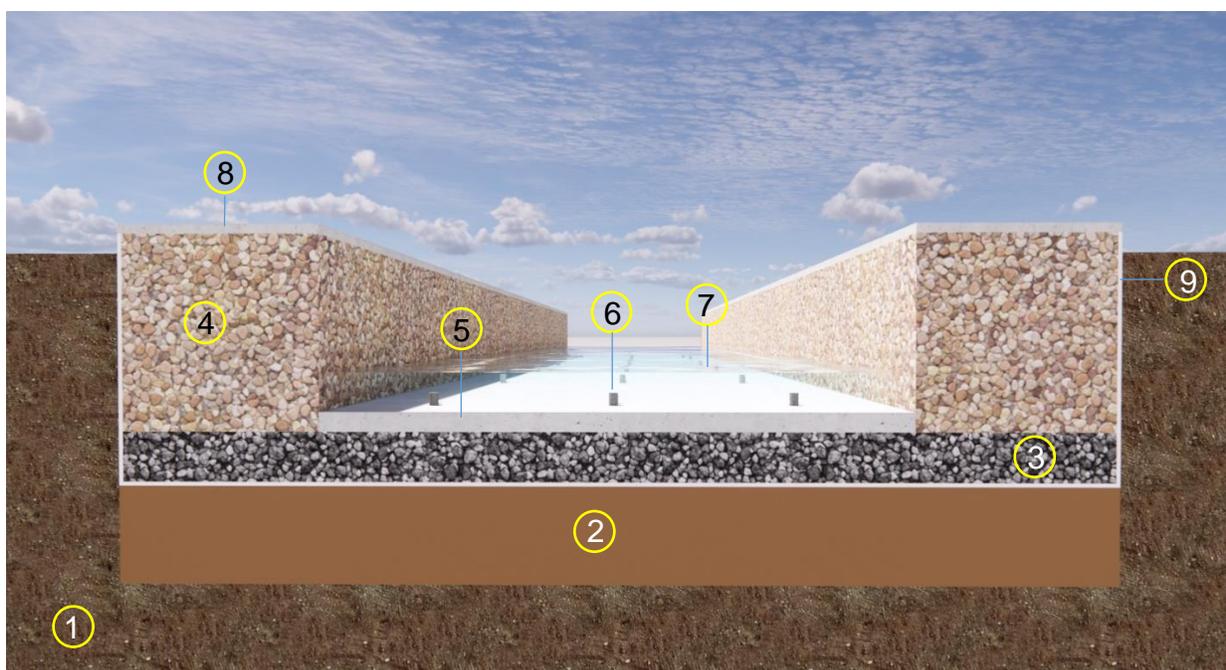


Figura 16 – Secção transversal 3D das valas de drenagem

Legenda:

- |                   |                      |                   |
|-------------------|----------------------|-------------------|
| ① Solo residual   | ④ Muro da vala       | ⑦ Água pluvial    |
| ② Solo compactado | ⑤ Revestimento       | ⑧ Revestimento    |
| ③ Colchão Reno    | ⑥ Tubo de respiração | ⑨ Manta Geotêxtil |

### 3.2. Funcionalidade das valas de Minguene

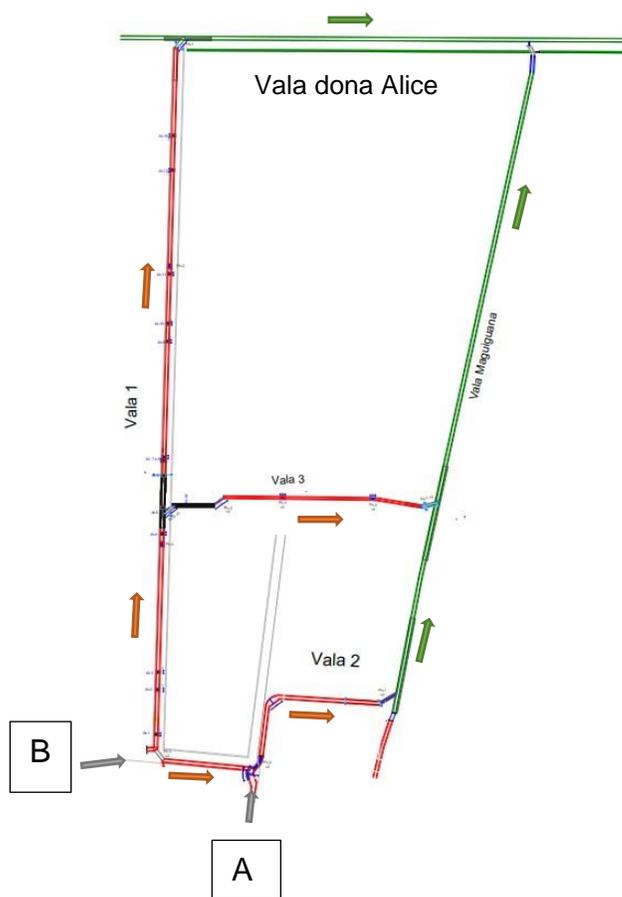


Figura 17 – Funcionalidade das valas

O sistema encaminha todas águas pluviais até a vala da Avenida Cândido Mondlane - dona Alice a partir da vala 1 e a vala Maguiguana.

A vala 2 é a responsável em evacuar as águas da zona de Minguene sujeita a inundações tendo como sentido do fluxo iniciando em A (Montante) percorrendo a vala existente da Maguiguana até a vala dona Alice (Jusante).

A vala 1 escoas águas pluviais provenientes de B e ao longo da sua extensão, reduzindo a contribuição do caudal que aflui na vala 2 evitando assim a sobrecarga da mesma.

A vala 3, além de escoar as águas do bairro, alivia o escoamento da vala 1 descarregando na vala de Maguiguana.

As três valas e a vala de Maguiguana estão interligadas entre si. No período de pico ou sobrecarga na vala da Dona Alice, a vala dificilmente conseguirá descarregar devido ao baixo caudal influenciado pela falta de inclinação.

Capítulo IV

4. ESTUDO HIDROLÓGICO E DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

4.1. Estudo hidrológico

4.1.1. Determinação das características da zona em estudo

Tabela 9 – características da zona em estudo

Área da bacia A	Área drenante "A" A	Comprimento L	Desnível $\Delta H$	Declive médio
0.24 Km <sup>2</sup>	0.24 Km <sup>2</sup>	0.660 Km	7 m	0.018 m/m

4.1.2. Determinação do tempo de concentração

Tempo de Concentração ( $t_c$ ) é o tempo necessário para que a gota de água caída no ponto da bacia hidrográfica cinematicamente mais distante da secção de referência a atinja em percurso superficial (Hipólito e Vaz, 2013).

De acordo com as características (área da bacia, declive do principal curso de água e ocupação do solo) da bacia e analisando as observacoes de cada formula para o calculo do tempo concentração é a fórmula de Temez. A fórmula de Temez é recomendada para bacias naturais com áreas até 3000 Km<sup>2</sup>.

$$t_c = 1.115 \frac{0.66^{0.95}}{7^{0.19}} = 0.536h = 32.16min$$

4.1.3. Determinação da intensidade de precipitação

De acordo com vários autores, o período de retorno a considerar no dimensionamento hidrológico para valas de drenagem urbana varia entre 2 e 10 anos.

Para o presente dimensionamento considerou-se os seguintes períodos de retorno, 2 e 10 anos. Extraíndo os parâmetros das curvas IDF temos:

Tabela 10 – Parâmetros das curvas IDF

T(anos)	2	5	10	20	25	50
<b>a</b>	534.05	694.504	797.3841	896.5751	930.8815	1026.694
<b>b</b>	- 0.6075	- 0.59383	- 0.5869	- 0.58197	- 0.58119	- 0.57749

$$T=2 \text{ anos} \begin{cases} a = 534,05 \\ b = -0,6075 \end{cases} \quad T=10 \text{ anos} \begin{cases} a = 797,3841 \\ b = -0,5869 \end{cases}$$

Sendo para zona de Minguene o factor multiplicador da intensidade de precipitação,  $K=1$

$$I = a \cdot t^b \quad (t - \text{min e } I - \text{ mm/h})$$

Para  $T=2$  anos

$$I = at^b = 1 \times 534,05 \times 32.16^{-0.6075} = 64.84 \text{ mm/h}$$

Para  $T=10$  anos

$$I = at^b = 1 \times 797,3841 \times 32.16^{-0.5869} = 104 \text{ mm/h}$$

#### 4.1.4. Determinação Caudal de ponta de cheia

A partir da tabela de valores médios do coeficiente de escoamento usado no método racional (ASCE, Manual nº 37) temos para Minguene como tipo de ocupação para residencial com habitações unifamiliares um valor de  $C$  médio de 0,4.

Com a intensidade de precipitação em mm/h, área em  $\text{Km}^2$ , usa-se a fórmula:

$$Q = 0.278CIA$$

Para  $T=2$  anos tem-se o caudal de dimensionamento:

$$Qd = 0.278CIA = 0.278 \cdot 0.4 \cdot 64.84 \cdot 0.24 = 1.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para T=10 anos tem-se o caudal de dimensionamento:

$$Q_d = 0.278CIA = 0.278 * 0.4 * 104 * 0.24 = 2.78 \text{ m}^3/\text{s}$$

✓ O caudal de dimensionamento é de  $Q_{d\max} = 2.78 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### 4.2. Dimensionamento hidráulico

No caso destas valas de Minguene já estão definidas as suas secções transversais. Portanto, estamos perante a um tipo de problema A referenciado na tabela que para sua solução consiste na aplicação directa das fórmulas de Chézy ou de Manning Strickler. Surge quando se pretende conhecer o máximo caudal duma secção ou para traçar a curva de vazão.

##### 4.2.1. Determinação das variáveis necessárias para o cálculo do caudal

###### a) Geometria da secção da Vala 2

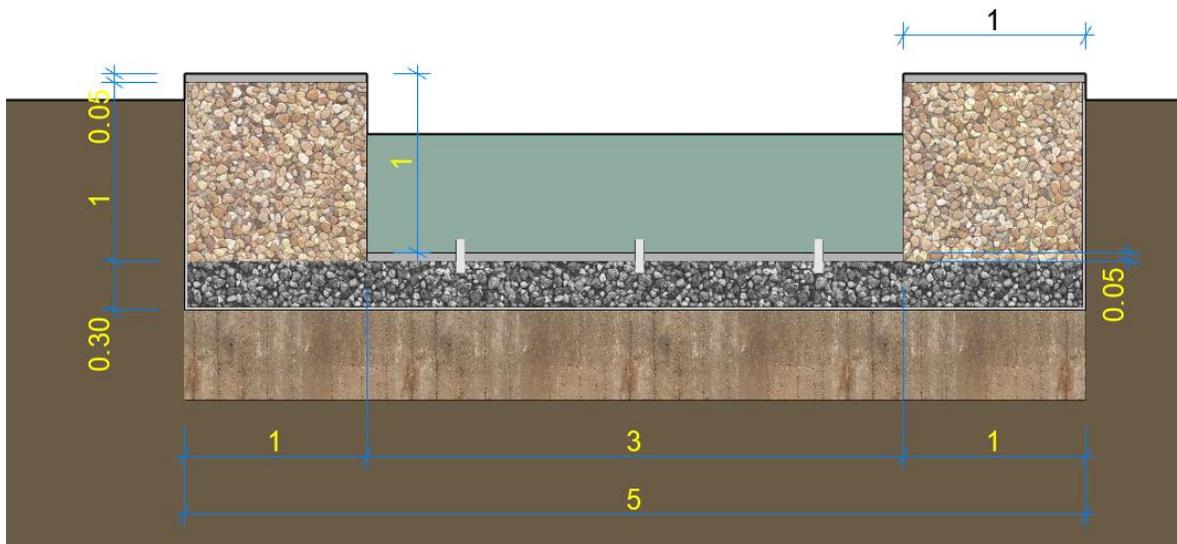


Figura 18 – Secção transversal da vala 2

$$P = b + 2y$$

$$A = by$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

b (m)	h (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R <sub>h</sub> (m)
3	1	3	5	0.6

b) Coeficiente de rugosidade equivalente

É necessário calcular o coeficiente de rugosidade equivalente porque a vala tem revestimento de Betão no fundo e nos taludes sem revestimento, apenas os muros de gabiões.

Tabela 11 – Perímetros molhados e rugosidades

P	1		2		3	
	$P_1$	$n_1$	$P_2$	$n_2$	$P_3$	$n_3$
5	1	0.033	3	0.015	1	0.033

$$P * n_{eq}^{3/2} = \sum_i P_i * n_i^{3/2} \text{ H. A. EINSTEIN (1934)}$$

$$5 * n_{eq}^{3/2} = 1 * n_1^{3/2} + 3 * n_2^{3/2} + 1 * n_3^{3/2} \rightarrow 5 * n_{eq}^{3/2} = 1 * 0.033^{3/2} + 3 * 0.015^{3/2} + 1 * 0.033^{3/2}$$

$$n_{eq} = 0.02305$$

c) Determinação da velocidade e do caudal máximo

Tabela 12 – Dados para determinação do caudal máximo

A (m <sup>2</sup> )	R (m)	J	$n_{eq}$
3	0.6	0.0008	0.02305

$$v = \frac{1}{n_e} * R^{2/3} * J^{1/2} = \frac{1}{0.02305} * 0.6^{2/3} * 0.0008^{1/2} = 0.87 \text{ m/s}$$

$$Q_{max} = v * A = 2.62 \text{ m}^3/\text{s};$$

d) Verificar regime lento

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gy}} = \frac{Q}{A\sqrt{gy}}$$

$$F_r = \frac{2.65}{3 \times \sqrt{9.8 \times 1}} = 0.28 < 1 ; \text{ Regime lento}$$

4.2.2. Dimensionamento do aqueduto

a) Dados de entrada para o dimensionamento do aqueduto rectangular

Aqueduto de secção rectangular

Altura do aqueduto, D=1.2m

b=3m

Jo=0,0008m/m

n=0.02305

Comprimento do aqueduto, L=6.0m

Cota do nível da água a montante= Variável

Cota do nível de água a jusante= Variável

b) Determinação do tipo de escoamento

Assumiu-se as cotas dos níveis de água a montante e a jusante, de modo a simular os variados tipos de escoamentos e consequentemente calcular o caudal escoado conforme o tipo de escoamento.

$$1.5xD=1.5 \times 1.2=1.8m \text{ ----- } Y1=1 < 1.8m \rightarrow \text{tipo I, II e III}$$

Tabela 13 - Determinação do tipo de escoamento

Altura de água amontante, Y1	Altura de água jusante, Y3	y1 < 1.5D 1.5xD=1.8m	Y4 > Yc	y4 < D	Tipo Esc.
1	0.5	sim	Assumindo que sim	sim	Tipo III

$$Q = c_d A_3 \sqrt{2g \left( y_1 + z + \frac{u_1^2}{2g} - y_3 - \Delta H_{1-3} \right)}$$

Cd=0.81, A3=1.5m<sup>2</sup>, para o efeito de cálculo ΔH≅0, u<sup>2</sup>/2g≅0

$$Q = 0.81 \times 1.5 \times \sqrt{2 \times 9.8(1 - 0.5)} = 3.8m^3/s$$

$$Y_c = \left( \frac{Q^2}{b^2 \times g} \right)^{1/3} = \left( \frac{3.8^2}{3^2 \times 9.8} \right)^{1/3} = 1.17m > Y4, \text{ K.O. } \rightarrow \text{Tipo 1 ou 2.}$$

Escoamento Tipo I

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g \times (y_1 + \frac{U_1^2}{2g} - y_1 - \Delta H_{1-2})}$$

$C_d=0.95$

$Q=3.0 \text{ m}^3/\text{s}$  (arbitrado)

$$Y_c = (\frac{Q^2}{b^2 x g})^{1/3} = 0.46\text{m}$$

$$A_c = b x Y_c = 1.4\text{m}^2$$

$$Q_a = 0.95 \times 1.4 \times \sqrt{2 \times 9.8(1 - 0.5)} = 4.16\text{m}^3/\text{s}$$

Para  $Q_a=4.16 \text{ m}^3/\text{s}$  temos:

$$Y_c=0.58\text{m} \quad A_c=2.41\text{m}^2 \quad Y_u=1.40\text{m}, \quad U=0.98\text{m/s}$$

Tipo I:  $Y_3=0.5\text{m} < Y_c=0.58\text{m}$ , OK!

Verificação:

$Q_{\text{max}}=2.62\text{m}^3/\text{s} < Q_p=2.78\text{m}^3/\text{s}$ ;  $Y_u(\text{aqueduto})1.40\text{m} > h$  da vala;

A vala 2 de Minguene não tem a capacidade de vazão suficiente

4.2.3. Sobreelevação na curva 1 ao longo da vala 2

$Y=4.24\text{m}$

$b=3\text{m}$

$v=Q/A=0.88\text{m/s}$

$$\Delta h = \frac{b \times V^2}{gY} = 0.06\text{m} = 6\text{cm}$$

## Capítulo V

### 5. DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS

#### 5.1. Escavação/Movimentos de Terra

Compreendeu todos os trabalhos de escavação e aterro, carga, transporte e descarga dos respectivos solos da vala. As valas foram abertas, não só de acordo com o projecto, mas também com uma largura que permitia a boa execução dos trabalhos para evitar o desmoronamento de terras.

Esta etapa consistiu na abertura de valas com profundidades de 1,50m e larguras de 7m para as valas 1 e 2, 5m para a vala 3. A escavação e aterro foram feitas com recurso a uma Retroescavadora (TLB), Escavadeira hidráulica e camiões basculantes para transporte.



Foto 1 – Escavação e bombagem

#### 5.2. Bombagem de água

De uma maneira geral, os sistemas de bombagem permitem a transferência da água de um local para o outro a uma distância e/ou altura diferente.

A obra está inserida numa zona com nível freático muito elevado num dos pontos mais baixos do bairro onde converge toda água dos bairros acima como por exemplo Laulane.

#### 5.3. Assentamento da manta Geotêxtil e dos Colchões Reno no fundo da Vala

### 5.3.1. Manta Geotêxtil

A manta geotêxtil não tecida actua como elemento filtrante em sistemas de drenagem, separa e inibi a mistura de diferentes materiais como areia e a brita nos muros de gabiões, reforça a estrutura de solo no qual está inserido, entre outras funções.



Foto 2 – Geotêxtil

#### 5.3.1.1. Instalação da Manta Geotêxtil no fundo da Vala

1. Através dos movimentos de terra preparou-se a área de instalação onde envolveu o processo de limpar o terreno, retirar pequenas ramos, galhos que possam danificar a manta e cavar a vala em casos de drenagem.
2. Em seguida nivelar o solo, deixando suas ondulações mais suaves.
3. Colocou-se a manta de acordo com as recomendações do empreiteiro responsável pela obra. A manta deve estar devidamente esticada. Porém, em grande parte instalou-se a manta no fundo da vala contendo água pois não foi tarefa fácil drena-las sempre devido ao nível freático e pelas características de

localização da zona. Noutros casos esticavam-se os geotêxtis fora da vala e colocavam-se o colchão Reno por cima e de seguida, com todo cuidado, inseria-se no fundo da vala.



*Foto 3 – Instalação da Manta Geotêxtil no fundo da Vala*

4. Prendeu-se a manta com material apropriado em suas bordas e área de sobreposição.



*Foto 4 – União da Manta Geotêxtil com o colchão Reno*

### 5.3.2. Colchão Reno

Os Colchões-Reno são subdivididos em células por diafragmas de parede dupla, que por sua vez, são espaçados em intervalos regulares. Sua base, paredes laterais e de fechamento (extremidades) são formadas a partir de um único pano contínuo de malha, obtendo-se um recipiente multicelular aberto. Além disto, o gabião tipo colchão usado tem 0,30m de espessura.



Foto 5 – Colchão reno no estaleiro

#### 5.3.2.1. Instalação dos Colchões-Reno no fundo da vala

Os Colchões-Reno chegam no estaleiro em forma rectangular e achatada para facilitar o seu transporte e armazenamento em grandes quantidades. Para a sua instalação foi necessário abri-los e dar lhes volume ficando com espessura de 30cm, largura de 1m e comprimento de 4m.



Foto 6 – Abertura dos Colchões-Reno

Posteriormente faz-se a união entre as demais redes de modo a preencherem o fundo da vala com o geotêxtil previamente instalado tendo uma espessura de 30cm.



Foto 7 – Enchimento dos Colchões com brita

Em seguida faz-se o preenchimento do colchão Reno com brita de dimensões que variam entre 150 – 200 mm (Rachão) seguido de regularização da base através da escavadeira hidráulica giratória (360°) ou TLB.

#### 5.4. Execução dos muros laterais (Gabiões)

A execução dos muros laterais engloba algumas fases como a do colchão Reno, porém estes precisam de cofragem de modo a dar alinhamento aos muros.

##### 5.4.1. Preparação do gabião

- ❖ No local próximo da sua colocação final ou no estaleiro ainda, abrir e desdobrar o gabião sobre uma superfície dura e plana. Eliminar os vincos resultantes da otimização dos fardos para transporte.
- ❖ Levantar os painéis laterais e os diafragmas afim de obter a forma de uma caixa aberta segurá-lo em pé através da dobragem das extremidades do fio de reforço das arestas de modo que o gabião se mantenha em pé por si mesmo.
- ❖ No caso de realização das ligaduras com arrames, recomenda-se ligar individualmente os elementos ao nível dos bordos (um arrame á meio metro para os elementos de 1m de altura).



Foto 8 – Montagem das box's para os muros da vala

#### 5.4.2. Montagem dos muros de gabiões

- ❖ Posicionar diversos gabiões vazios lado a lado.
- ❖ Os gabiões são unidos, utilizando fio metálico, arrames. O fio metálico deverá ser passado através de todas as malhas fazendo uma volta dupla em cada duas malhas.
- ❖ A união entre gabiões deve ser feita entre todas as arestas e é aconselhável efectuar esta operação antes do seu enchimento.
- ❖ Toda e qualquer camada de gabiões deverá ser ligada à camada subjacente na frente e no tardo do muro.
- ❖ É essencial ligar os vários componentes conforme a descrição efectuada de forma a obter-se uma estrutura monolítica capaz de resistir a cargas e deformações severas.
- ❖ Pôr em tensão o conjunto de gabiões vazios a fim de ficar com o painel da frente bem esticado.

#### 5.4.3. Cofragem para evitar deformações durante a fase enchimento

Na frente e na traseira dos gabiões, colocar a cofragem atando-a com fio de ligadura de modo que a rede esteja bem esticada e junta uniformemente com a cofragem. Esta operação é essencial para garantir um paramento plano e uniforme. Para evitar deformações, as faces dos gabiões devem sempre apresentar a malha no sentido vertical.



Foto 9 – Cofragem dos muros

#### 5.4.4. Material de enchimento

O muro de gabião é cheio com pedra britada ou rolada. É recomendável a utilização de material de enchimento duro e de peso específico elevado, ou seja, superior a 22 KN. A granulometria da pedra usada estava entre os 100 e 200 mm. No entanto, material de maiores ou menores dimensões é tolerável desde que o seu volume não ultrapasse 10% do volume total do gabião a preencher e, no caso de menor dimensão, seja colocado no interior dos gabiões.

#### 5.4.5. Enchimento dos gabiões

No enchimento do gabião foram respeitadas as seguintes ordens e regras de execução:

- ❖ Pedras em blocos arrumados à mão e deitadas na horizontal nas fiadas dos parâmetros visíveis de modo a assegurar um bom aspecto final.

- ❖ Encher os gabiões conservando estes esticados durante toda a operação. Os gabiões de 1.00 m de altura são cheios em três camadas (de aproximadamente 33 cm). Manter sempre o último gabião vazio para facilitar a montagem do gabião seguinte
- ❖ Deve ser prestada particular atenção ao enchimento dos cantos para não permitir a deformação dos painéis laterais;
- ❖ O gabião deve ser fechado e a tampa unida aos painéis laterais com as operações de união atrás descritas e de modo que fique bem esticada;
- ❖ Aconselha-se de unir em primeiro lugar os dois cantos da tampa com os dois cantos da base do gabião e só depois ligar completamente a tampa à base.
- ❖ Para não haver folgas e para compensar o inevitável assentamento devido às cargas transmitidas pelas fiadas sucessivamente sobrepostas, o enchimento dos gabiões deve ultrapassar a sua capacidade em altura, em pelo menos 5 cm.
- ❖ Uma vez o gabião cheio e antes de fechá-lo, as caixas podem ser postas de nível com pedras mais pequenas, 3/4, para permitir um bom assentamento do nível superior.
- ❖ A descofragem vai sendo efectuada conforme o muro progride e por fim o fechamento das tampas dos gabiões



*Foto 10 – Enchimento dos gabiões*

#### 5.4.6. Ferramentas usadas

Para otimizar e facilitar a ligação dos vários elementos utilizou-se o alicate e o torquês.

#### 5.4.7. Aplicação da manta geotêxtil e aterro

A manta geotêxtil permite a passagem de água, impedindo o carregamento de finos e a consequente erosão do talude reforçando a estrutura de solo no qual está inserido.

A sua instalação foi feita após a conclusão dos muros em cada lado da vala. Consiste em esticar o geotêxtil a partir da base do muro até ao topo enquanto se faz a sua fixação com arrames.

Após a instalação dos geotêxtis fez-se o aterro na face exterior dos muros cobrindo o geotêxtil, mas não na sua totalidade deixando uma margem para a cofragem posterior dos muros.



Foto 11 – Aplicação da manta geotêxtil e aterro

## 5.5. Revestimento da face superior dos muros e do leito

### 5.5.1. Cofragem

Na cofragem usaram-se pranchas de madeira com os seguintes objectivos:

- ❖ Resistir a qualquer ação a que fiquem submetidos durante a construção;
- ❖ Suficientemente rígidos para assegurar que as tolerâncias especificadas para a estrutura são satisfeitas e que a integridade do elemento estrutural não seja afectada;
- ❖ Garantir a geometria definida (dentro das tolerâncias admissíveis)
- ❖ Definir a textura e qualidade da superfície do Betão
- ❖ Resistir às acções durante a construção (com reduzida deformação)
- ❖ Permitir a fácil descofragem sem introduzir danos na estrutura.

5.5.2. Enchimento com brita mais fina e regularização em conformidade com as cotas previstas no projecto.

### 5.5.3. Betão

O Betão aplicado em obra foi produzido numa Central de Betão Pronto. O projecto previa um Betão B20 com uma espessura de 5cm de revestimento no topo dos muros e fundo da vala.

Os passos seguidos na obra para Betonagem do topo dos muros foram:

1º. Colocação de pranchas de madeira      2º. Enchimento com brita mais fina



Foto 12 - Colocação de pranchas de madeira e Enchimento

3º.



Foto 13 - Regularização e Humedecimento

4º. Betonagem e nivelamento



Foto 14 – Betonagem e nivelamento

5º. Cura e retirada da cofragem



Foto 15 - Cura e retirada da cofragem

#### 5.5.4. Fundo da Vala

Esta actividade foi a mais importante do projecto pois precisa de uma execução rigorosa visto que o fundo da vala é que permitirá o escoamento. Os procedimentos foram:

1º. Bombagem da água do troço em que se pretende betonar para os subsequentes.



Foto 16 - Bombagem da água

2º. Retirada do excesso e regularização da base

Esta actividade foi feita manualmente como também por um equipamento mecânico, TLB ou Giratória.



Foto 17 – regularização da base

3º. Colocação de marcos/cotas para o fundo da vala considerando a inclinação do leito



Foto 18 – Colocação de marcos

4º. Preenchimento do leito com brita 3/4 e colocação dos Tubos Respiradores

A brita de tamanho menor tem por objetivo reduzir o volume de vazios na face do fundo e minimizar o desperdício do Betão aplicado.



Foto 19 – Preenchimento do leito com brita 3/4

## 5º. Betonagem



Foto 20 – Betonagem

### 5.6. Controlo de Qualidade

O controlo de qualidade dos materiais na obra não foi feito para sua aprovação e recepção. A recepção na obra era feita pelo Fiel de Armazém, que procedia com uma verificação visual dos materiais.

Quanto ao controle de qualidade dos equipamentos baseava-se na análise visual e de funcionamento.

#### 5.6.1. Qualidade do Betão

Os ensaios em betões são fundamentais para avaliar a consistência, a resistência mecânica e a durabilidade do betão. Estes ensaios são referentes ao betão fresco como

Ensaio de Abaixamento (*Slump Test*) e ao betão endurecido (Ensaio de Resistência à Compressão) e as suas metodologias estão especificadas em normas, guias técnicos e outros documentos oficiais existentes. Na prática, estes ensaios têm como finalidade principal o controle de qualidade e a verificação das especificações.

#### 5.6.2. Controlo de Trabalhabilidade

O Ensaio de Abaixamento ou *Slump Test* é um teste simples que serve para verificar se o betão foi preparado com a trabalhabilidade adequada. De acordo com Yazigi (2009), uma betonagem mais húmida em relação às restantes, resultará em uma camada de betão mais fraca e menos durável; por outro lado, uma betonagem que se apresente muito seca provocará dificuldades no lançamento do betão, bem como na obtenção do adensamento e de acabamento adequados. O ensaio deveria ser realizado de acordo com a Norma Europeia NP EN 12350-2.

Procedimentos:

1. Humedecer todo o material a utilizar nesta operação;
2. Colocar o cone sobre a chapa, assente numa superfície horizontal e firme;
3. Recolher o betão para o carro de mão, misturando de seguida o mesmo com a pá;
4. Proceder o enchimento de cone de Abrams com a colher:
  - ✓ Encher até 1/3 da altura do cone e apiloar 25;
  - ✓ Encher até 2/3 da altura do cone e apiloar 25 vezes (o varão não deverá penetrar na zona já apiloada)
  - ✓ Encher totalmente o cone (até amontoar acima da base superior do cone) e apiloar 25 vezes (o varão não deverá penetrar na zona já apiloada);
  - ✓ Rasar a última camada com a colher para garantir que o cone fique cheio;
  - ✓ Limpar a base do cone e da chapa tendo cuidado de não mover o cone;
  - ✓ Durante o enchimento o cone deve ser mantido fixo com a chapa com os pés sobre as abas ou outro elemento de fixação;

- Retirar o cone lentamente e na vertical, tendo cuidado de a executar num intervalo de tempo de 2 a 5 segundos, através de um movimento firme para cima sem a transmissão de movimentos laterais ou torsais ao betão.
- Colocar suavemente o molde sobre a chapa junto ao betão;
- Pousar o varão sobre a base do cone, na horizontal;
- Medir, com régua graduada, a distância entre a parte inferior do varão e a superfície mais alta do betão;
- Registrar o tipo de abaixamento.

O ensaio só é válido no caso de se verificar um abaixamento verdadeiro, no qual o betão permanece substancialmente intacto e simétrico. Sendo que o abaixamento é a diferença entre a altura do molde e o ponto mais alto do provete que abaixou. (Coutinho,2003)

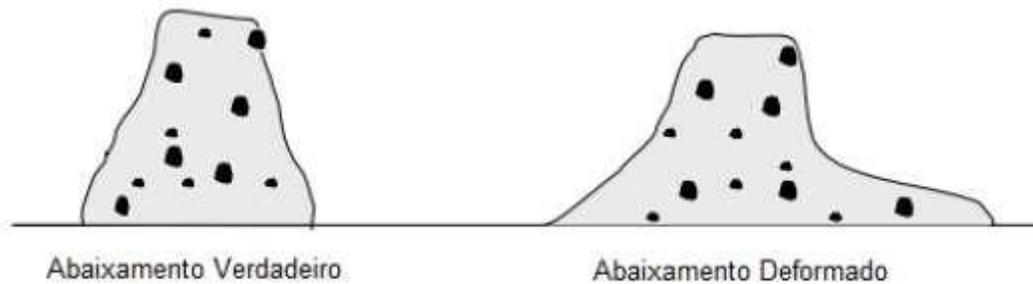


Figura 19 - Abaixamento verdadeiro vs. abaixamento deformado (Slump Test) (Fonte : Coutinho,2003)

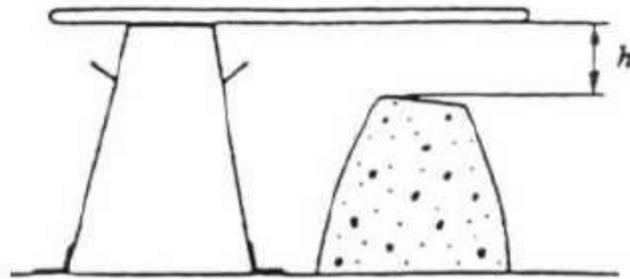


Figura 20 - Altura (h) a medir no ensaio de abaixamento (Fonte: Coutinho,2003)

A classificação da consistência do betão, segundo a Norma Portuguesa (NP EN 12350-2), se encontra na tabela abaixo.

Tabela 14 - Classes de Abaixamento

Classe	Abaixamento (mm)
S1	10 a 40
S2	50 a 90
S3	100 a 150
S4	160 a 200
S5	≥200

### 5.6.3. Resistência à Compressão

A resistência a compressão é a característica mais importante do betão, pois nas estruturas a função deste material é essencialmente resistir às tensões de compressão enquanto as armaduras têm a função de resistir as tensões de tracção (Costa e Appleton,2002 apud Yan).

A resistência à compressão deve ser determinada levando à rotura cubos de 15 cm de aresta, feitos com uma amostra colhida no decurso da betonagem, e conservados imersos em água à temperatura de 20°C. A preparação e cura dos provetes devem ser realizados de acordo com a norma europeia NP EN 12390-2, e a resistência à compressão dos provetes de acordo com a norma europeia NP EN 12390-3. A tensão de ruptura é obtida da divisão da força aplicada pela área do cubo em contacto com o prato da prensa. Este ensaio é realizado para 7 (sete) e 28 (vinte e oito) dias.

### 5.6.4. Qualidade do Aço

O ensaio de tracção em aço é realizado para determinar a quantidade de força de tracção que uma peça fabricada em aço pode suportar, sendo de grande importância para os diversos usos profissionais de peças fabricadas em aço, nas quais é necessário diminuir a velocidade dos desgastes causados nas peças.

Para cada determinar a qualidade do aço é necessário colher uma amostra aleatória no local da obra com a supervisão do fiscal, donde são preparados provetes para a realização dos ensaios indicados abaixo.

Código de ensaio	Nº de ensaios	Período ou quantidade correspondente; critérios
ETV, Ensaio tração - varões	2	por cada amostra
ETRE, Ensaio tração – redes electrossoldadas	1 em cada direcção	por cada amostra
MNV, Medição de nervuras de varões	1	por cada amostra
MNRE, Medição de nervuras de redes electrossoldadas	1 em cada direcção	por cada amostra

*Figura 21- Ensaio de Aço*

Os ensaios devem ser realizados em um Laboratório de Engenharia, onde será possível concluir se o aço adquirido está em conformidade com as especificações do projecto e que preconizam a aplicação em obra.

## Capítulo VI

### 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Foi possível constatar, através dos cálculos, que o caudal máximo de dimensionamento afluente a secção de saída da área drenante é maior que o caudal máximo dimensionado da vala 2 com a secção e inclinação já definidas. Conclui-se que a vala não tem a capacidade de drenagem.

#### 6.1. CONCLUSÕES

##### 6.1.1. Aprendizado prático

O estágio foi fundamental para aplicação dos conhecimentos fora da universidade. Esta oportunidade propiciou, mesmo que em um período curto de tempo, estar frente a frente aos problemas encontrados no mercado de trabalho. Não foi exactamente como imaginei que pudesse ser fora da faculdade. Algumas etapas de certos processos construtivos, por exemplo, foram simplesmente ignoradas diferente daquilo que aprendi em teoria, porém acompanhadas de uma justificação. Foi também necessário procurar várias vezes uma solução rápida e eficaz para determinados problemas que pudesse ser executada naquele momento.

No entanto, houve necessidade de se desenvolver novas habilidades, principalmente no uso de *softwares*, para realização de certas actividades como o levantamento e cadastro do estado de degradação das valas municipais assim como suas dimensões geométricas, análise do perfil topográfico e visita ao terreno com vista a elaboração de propostas de construção de valas como forma de resolver os problemas da população.

##### 6.1.2. Relacionamento profissional

Para além dos aspectos técnicos houve necessidade de, no dia-a-dia com profissionais experientes que passaram por diversas etapas de profissão e colegas de estágio, manter uma boa relação interpessoal para melhor comunicação e aprendizado mutuo durante o estágio.

Esta boa relação, principalmente durante a execução das actividades, contribuiu para uma visão mais crítica do que é visto na faculdade durante as aulas. Os questionamentos entre os diversos trabalhadores e principalmente na obra sobre algumas situações foi fundamental.

## 6.2. RECOMENDAÇÕES

### 6.2.1. Para a Faculdade de Engenharia

O pacote de conhecimentos teóricos oferecido durante o curso na UEM permitiu uma ligação suave entre a teoria e a prática. Havia, quase sempre, uma ligação entre os conhecimentos teóricos e as actividades desenvolvidas durante o estágio, mas em alguns casos senti que as aulas na faculdade ficam presas a conceitos acadêmicos e não práticos, prejudicando a imersão do futuro engenheiro civil em campo.

Há necessidade de se criar mais programas em que os alunos têm a oportunidade de aplicar os conhecimentos teóricos ao longo do curso como visitas técnicas e aulas de campo.

A faculdade pode, ainda no primeiro ano, enumerar os softwares que serão necessários durante o curso todo e recomendar a aquisição de um laptop para realização de um curso básico sobre os mesmos *softwares* fora da faculdade como o Microsoft Office, Autodesk Revit e Autocad, Archicad, QGIS, etc. antes mesmo de ter contacto com a respectiva disciplina e respectivos projectos.

### 6.2.2. Para o projecto da Vala de Minguene

Para dar maior vazão das águas que precipitam na zona sujeita a inundações é necessário que de facto se minimizem as contribuições de escoamento vindas de outros pontos afluindo a vala 2. Portanto recomendaria uma alteração no traçado das valas de modo a reduzir as contribuições do caudal vindo de outros pontos pelo menos na secção

de saída da área drenante. Isto consistiria em desviar o escoamento vindo da bacia B para Vala 1. Assim a vala 2 encarregava-se somente de evacuar as águas da área drenante com mais eficiência. Recomendo também o prolongamento da vala 2 mais para dentro do bairro porque, segundo as curvas de nível e pelo que se constatou no terreno, há pontos mais baixos dentro do bairro onde uma parte das águas fica retida e não consegue vencer as elevações até a secção de saída.

Estas valas encaminham todo volume de águas tanto da bacia A como a bacia B e arredores do bairro costa do sol para a vala dona Alice que nos períodos de grande chuvada encontra-se com enormes volumes de escoamento a alta velocidade o que dificultaria a drenagem das valas de Minguene que tem um escoamento muito lento. Recomendo neste caso a reconstrução da vala ao lado da vala Dona Alice ao longo da mesma avenida Cândido Mondlane de modo a permitir maior vazão das Valas de Minguene.

Aos Empreiteiros:

- ❖ Testes de Betão *in Situ* antes da sua aplicação;
- ❖ Aprovisionamento dos materiais;
- ❖ Elaboração de um Cronograma das actividades;
- ❖ Uso adequado dos EPI's e Sinalização rodoviária.

### 6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estágio profissional foi fundamental pois tive a oportunidade de observar o dia a dia de uma obra, ter exemplos de bons profissionais e começar a formar a minha própria postura profissional enriquecendo a formação.

Contudo, o estágio é uma experiência profissional que serve de ferramenta para a complementação dos estudos em uma determinada área de formação.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. HIPOLITO, João Reis & VAZ, Álvaro Carmo. Hidrologia e Recursos Hídricos; IST Press; Lisboa; 2013;
2. LENCASTRE, Armando; Hidráulica Geral; G. C – Gráfica de Coimbra, Lda; Portugal; 1996;
3. Manual de hidráulica Azevedo Netto Azevedo Netto: Miguel Fernandez y Fernandez Robeno de Araújo Acácio Eiji Ito;
4. Apontamentos das aulas teóricas da disciplina de hidráulica 2 – Versão 2015

## 8. ANEXOS

Anexo 1 – Localização do Distrito Kamavota;

Anexo 2 – Planta Geral

Anexo 3 – Curvas de níveis da área em estudo;

Anexo 4 – Delimitação da área drenante;

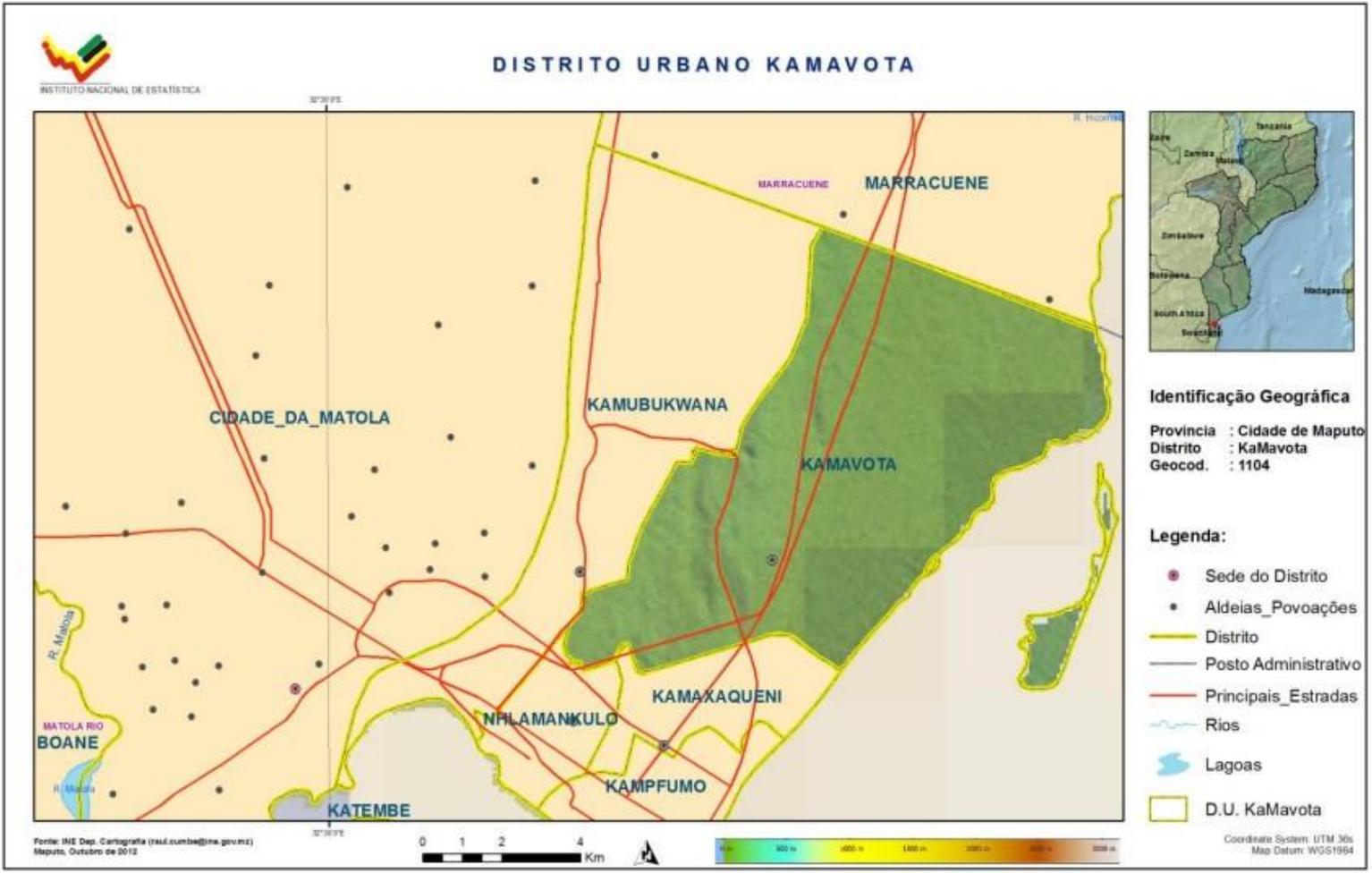
Anexo 5 – Geologia;

Anexo 6 – Solos;

Anexo 7 – Ábaco 1 – Parâmetros da Curva IDF;

Anexo 8 – Análise dos cursos de água.

# Anexo 1 - Localização do Distrito Kamavota



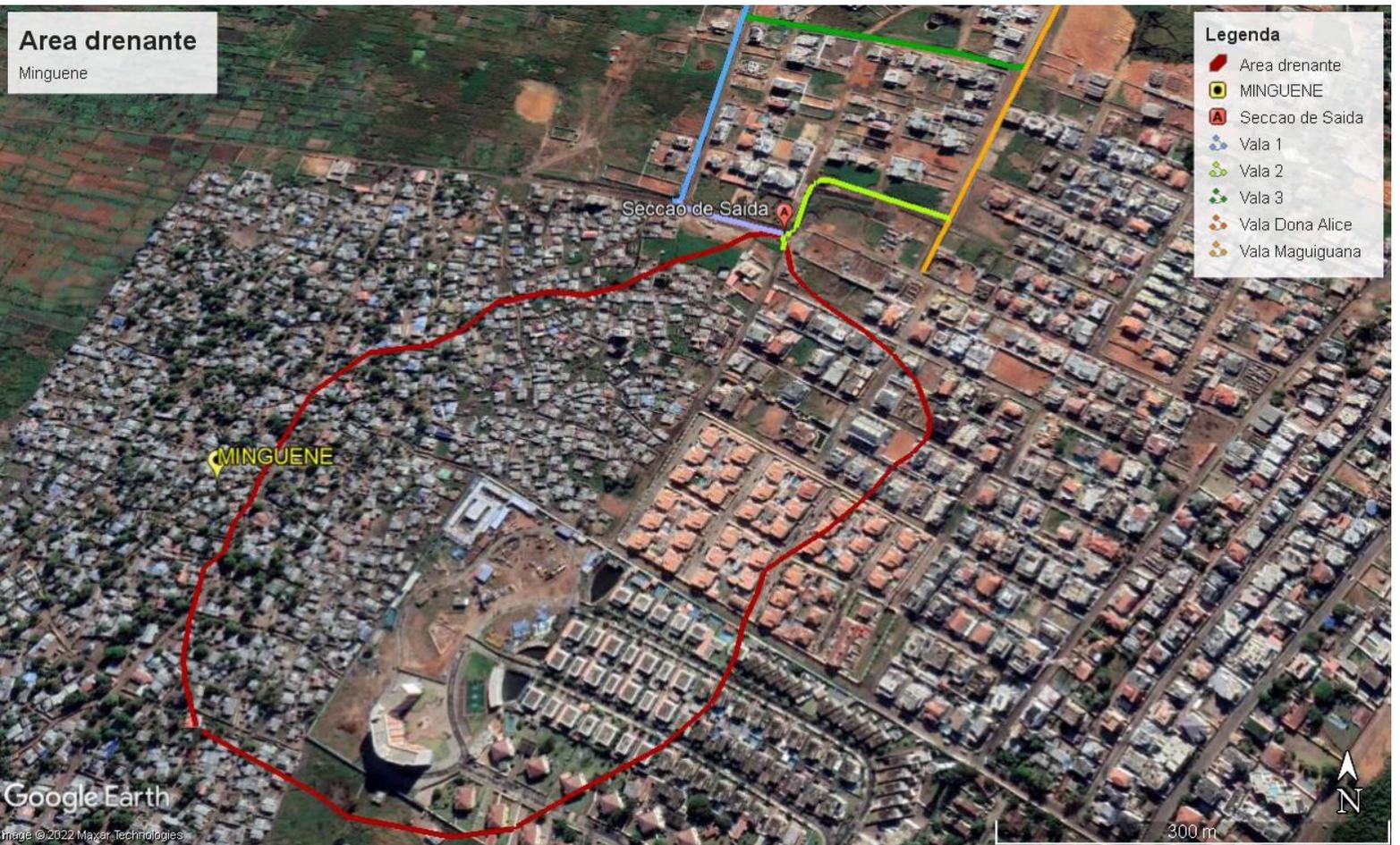
Anexo 2 – Planta Geral



### Anexo 3 – Curvas de Nivel



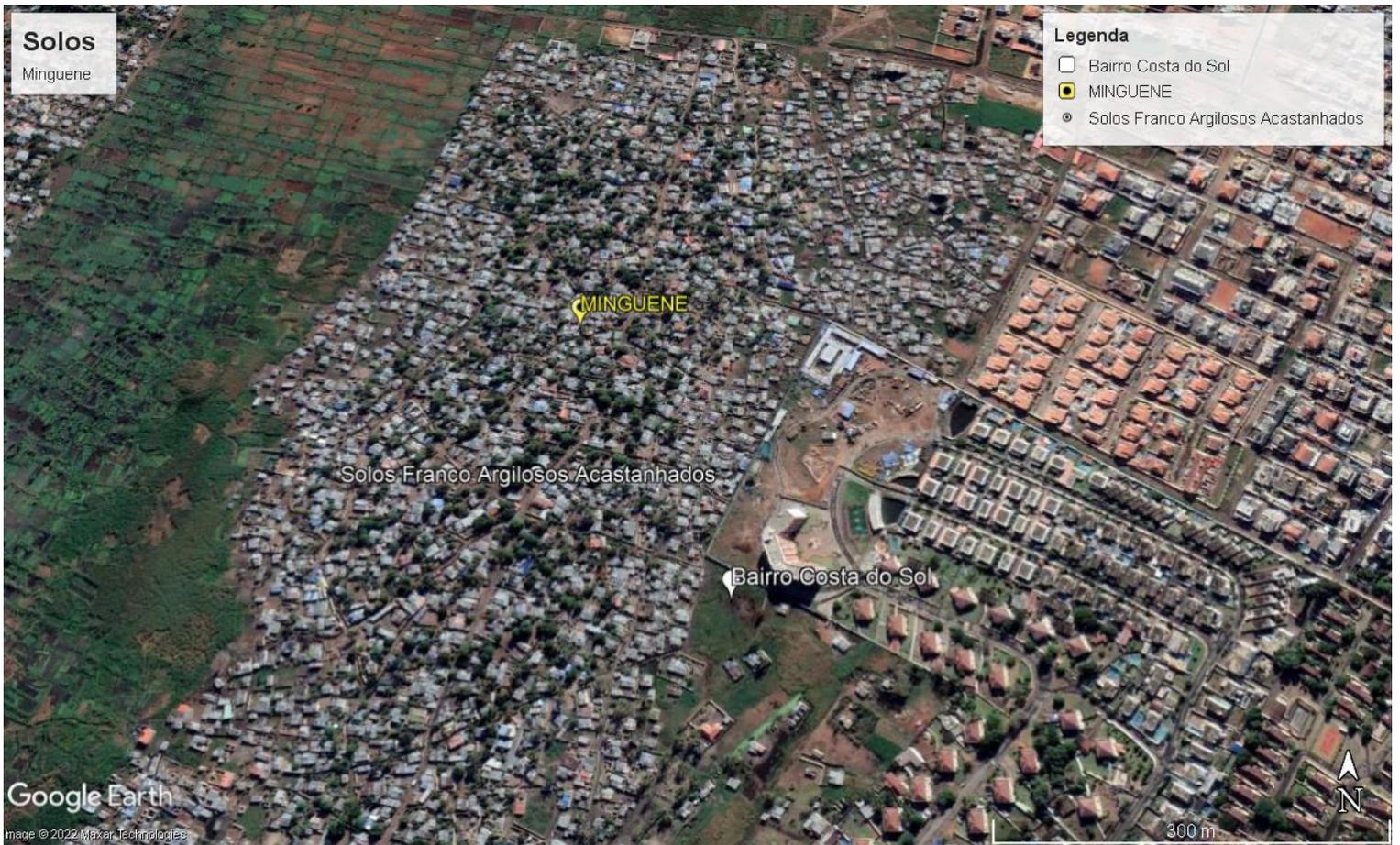
## Anexo 4 – Delimitação da área drenante



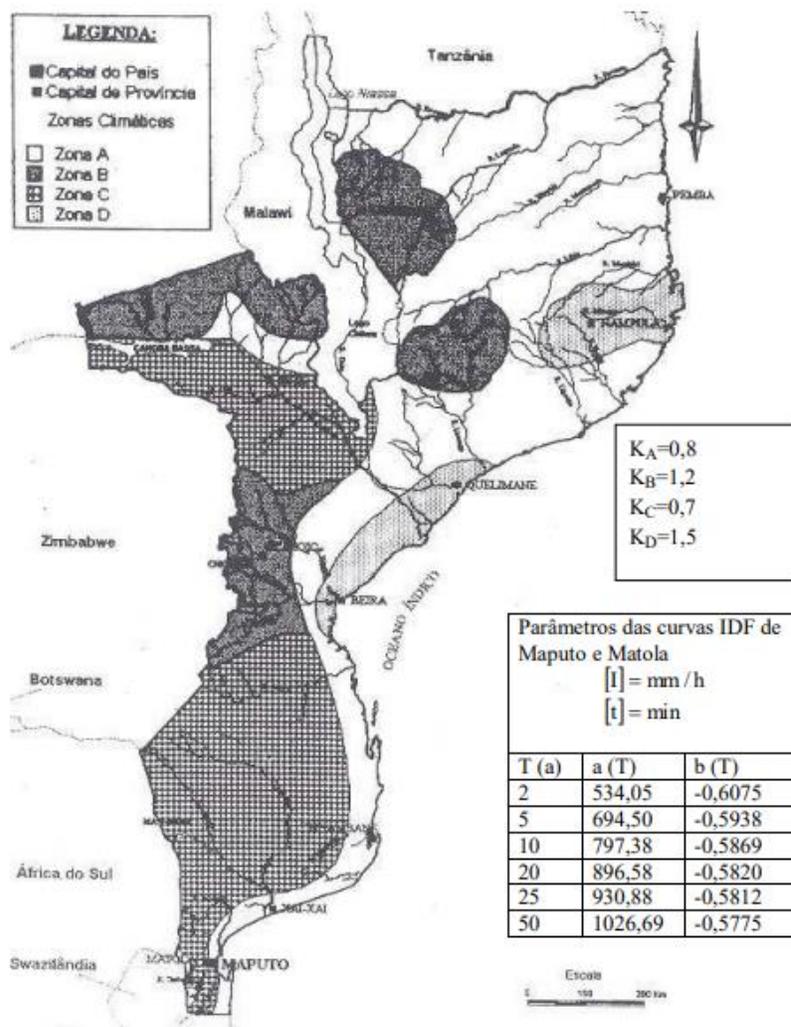
Anexo 5 – Geologia



## Anexo 6 – Solos



Anexo 7 – Ábaco 1 – Curvas IDF



Anexo 8 – Análise dos cursos de água

