



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Faculdade de Engenharia
Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Avaliação do Potencial de Reutilização de Águas
Residuais Produzidas em Palha Sé
(Praia, Cabo Verde)

Nay Even Sanches Cabral

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor António João Carvalho de Albuquerque

Covilhã, Abril de 2016

**Esta versão contém as alterações solicitadas pelo Júri no dia da Prova,
ocorrida a 16 de novembro de 2015.**

Agradecimentos

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao meu orientador, Professor Doutor António João Carvalho de Albuquerque, por ter aceitado orientar-me nesta dissertação e pela brilhante orientação, sempre sugerindo novas abordagens para a resolução do problema e a disponibilidade demonstrada. Muito obrigado pela confiança depositada em mim, será sempre um orgulho dizer que é o meu mestre.

Gostaria, também, de agradecer a todas as entidades contactadas em Cabo Verde, pela disponibilidade que mostraram em auxiliar o desenvolvimento deste trabalho, destacando:

- Diretor Executivo do Aeroporto da Praia, Dr. António Pinheiro.
- Engenheiro Jairson Varela, por ter sugerido a urbanização de Palha Sé para a realização deste trabalho;
- Engenheiro Pedro Cruz e Engenheiro Alberto Brito, da Electra da Praia, pelo fornecimento de informações sobre o sistema de saneamento do Praia;
- Arquiteto Aquiles Oliveira, da Câmara Municipal da Praia, pelo fornecimento de informações e cartas da urbanização de Palha Sé;
- Engenheiro Nelson Sérgio Monteiro Lima, Chefe do Serviço de Operações de Socorro e Salvamento, pelas informações prestadas sobre os volumes de água necessários para as simulações de combate a incêndio no aeroporto da Praia;
- Engenheira Anisa Serruto Costa e Silva, pelas informações prestadas sobre o aeroporto da Praia.

Um agradecimento muito especial aos meus pais (Eva Moreira, Carla Tavares, Amílcar Ribeiro e Manuel Cabral), por tudo que tiveram de suportar ao longo de todo o meu percurso académico, desde a minha vinda para Portugal até aos dias de hoje.

Não poderia deixar de agradecer os meus familiares e amigos, principalmente os meus irmãos Samira Ribeiro, Milton Cabral, Dino Hélder Cabral, Mavilinda Cabral e Jassica Fonseca, e a todos os meus familiares que acreditaram e me incentivaram nesta caminhada e contribuíram para que eu desenvolvesse e concluísse este trabalho.

Tenho de reconhecer à minha namorada, Elisangela Lopes, pela paciência e força que me deu durante todos esses anos.

Ao Eduardo Monteiro pela amizade.

Agradecer à minha segunda família, Rodrigo Vera-Cruz, Luís Lima e Venira de Pina, pela amizade.

Agradeço a minha companheira colega, amiga e confidente, “Rá”, Débora Lima, pelo companheirismo, em todos os momentos.

Por fim, agradecer a todos os colegas e conterrâneos que fizeram com que fique com muitas saudades da Covilhã.

Obrigado a todos.

Resumo

A cidade da Praia (ilha de Santiago, Cabo Verde) apresenta problemas de escassez de água há várias décadas, tendo as principais necessidades domésticas, comerciais, agrícolas e industriais sido satisfeitas por água proveniente de origem subterrânea e de centrais de dessalinização. No entanto, este recurso é caro para a maioria da população e verifica-se que há utilização de água tratada para fins que não necessitam de água potável (*p.e.* rega de espaços verdes e lavagem de arruamentos, áreas pavimentadas, veículos e equipamentos).

Por outro lado, os programas, regulamentos e legislação publicados na última década e em preparação, apontam a reutilização de águas residuais tratadas (ART) como uma prática que deve ser implementada em Cabo Verde para combater a escassez e o elevado preço da água tratada. Assim, aproveitando a construção de uma urbanização em Palha Sé, que está muito afastada da rede de drenagem de águas residuais da Praia, e tendo sido identificadas, na sua proximidade, oportunidades para reutilização de ART, elaborou-se um estudo de viabilidade técnica para avaliar a poupança de água e de custos associados à introdução desta prática no aeroporto da Praia e na própria urbanização.

Foi efetuado um levantamento de dados e de cartografia da urbanização e do aeroporto, complementado com uma visita ao local, que permitiu estimar a quantidade de ART produzidas e as oportunidades para a sua reutilização. Elaborou-se uma proposta integrada para o tratamento e reutilização das águas residuais, realizou-se o pré-dimensionamento de duas soluções alternativas para o tratamento da fase líquida, e selecionou-se um local para a localização de uma ETAR e do reservatório para ART.

Os resultados mostram, para um horizonte de 30 anos, que cerca de 72,7%, 64,3% e 41,1% das ART produzidas na urbanização em 2017, 2030 e 2047, respetivamente, poderiam ser reutilizadas no aeroporto Internacional da Praia (por exemplo, para descarga de autoclismos e urinóis, rega de espaços verdes, lavagem de pavimentos de edifícios, arruamentos, pistas, estacionamento, passeios, aeronaves, veículos e equipamentos de apoio e para simulação de combate a incêndios) e na urbanização de Palha Sé (por exemplo, para a rega de espaços verdes e lavagem de pavimentos, estacionamento, arruamentos e passeios). Esta redução de consumo de água representaria uma poupança anual, nos dois empreendimentos, de cerca de 127 380 contos (cerca de 1,1 milhões de euros), 275 360 contos (cerca de 2,5 milhões de euros) e 562 703 contos (cerca de 5 milhões de euros) em 2017, 2030 e 2047, respetivamente. Ou seja, significaria um decréscimo de cerca de 66,3% (2017), 65,5% (2030) e 77,4% (2047) nos custos com o consumo de água potável no aeroporto e na urbanização de Palha Sé.

No conjunto das aplicações, a rega de espaços verdes seria o maior utilizador de ART em 2017 (consumiria cerca de 50% das necessidades), mas, a partir de 2021, o consumo seria mais elevado para as atividades de lavagem.

Palavras-chave

Águas residuais tratadas, Cabo Verde, Poupança de água, Reutilização de água, Aeroporto, Urbanização Palha Sé.

Abstract

Praia city (Santiago Island, Cabo Verde) have been showing water shortages for decades, with the main domestic, commercial, agricultural and industrial needs being satisfied by ground water sources and desalination plants. However, this feature is expensive for most people and it turns out that drinking water is used for purposes that do not require this type of water (e.g. irrigation of green spaces and cleaning of roads, paved areas, vehicles and equipment).

On the other hand, programs, regulations and legislation published in the last decade and in preparation, indicate the reuse of treated wastewater (ART) as a practice that should be implemented in Cabo Verde to combat water scarcity. Thus, taking advantage of the construction of a new urbanization in Palha Sé, which is far from Praia city's drainage network and has several opportunities for water reuse, it was elaborated a technical study on the viability of reusing the treated wastewater, which also involved the assessment of water savings and the decrease in costs associated to the introduction of this practice in the airport and in the urbanization.

It was made a data survey and mapping of the urbanization and the airport, which was complemented with a local visit, which allowed estimating the amount of ART to be produced and the opportunities for its reuse. It was developed an integrated project for the treatment and reuse of the wastewater, which involved the pre-sizing of two alternative solutions for the liquid phase, and the location for the WWTP and reservoir.

The results show, for a horizon of 30 years, that 72.7%, 64.3% and 41.1% of the ART produced at the urbanization in 2017, 2030 and 2047, respectively, could be reused at the airport (for flushing toilets and urinals, watering green spaces, washing building floors, roads, runways, parking lots, sidewalks, aircrafts, vehicles and support equipment and for fire-fighting simulation) and at the urbanization (for watering green spaces and washing floors, parking lots, streets and walks). The reduction in water consumption would represent annual savings in both enterprises of 127 380 mCVE (approximately EUR 1.1 million), 275 360 mCVE (approximately EUR 2.5 million) and 562 703 mCVE (about EUR 5 million) in 2017, 2030 and 2047, respectively. This would mean a decrease of 66.3% (2017), 65.5% (2030) and 77.4% (2047) in the cost of drinking water at the airport and urbanization.

The irrigation of green spaces would be the largest user of ART in 2017 (about 50% of the water demand for non-potable uses), but from 2021, the reuse would be higher for washing activities.

Keywords

Treated wastewater, Cabo Verde, Water savings, Water reuse, Airport, Palha Sé urbanization.

Índice

Capítulo 1. Introdução	1
1.1 Enquadramento e Justificação	1
1.2 Objetivos.....	6
1.3 Plano de Trabalhos	7
1.4 Estrutura da Dissertação	8
Capítulo 2. Processos de Tratamento e Reutilização de Águas Residuais.....	9
2.1 Introdução	9
2.2 Características das Águas Residuais	11
2.3 Operações e Processos de Tratamento	14
2.3.1 Tratamento preliminar.....	15
2.3.2 Tratamento primário	19
2.3.3 Tratamento secundário	22
2.3.4 Tratamento terciário e de afinação	28
2.3.5 Tratamento de lamas	31
2.4 Reutilização de Águas Residuais	35
2.4.1 Introdução.....	35
2.4.2 Tipos de reutilização de águas residuais tratadas	36
Capítulo 3. Proposta de Solução para a Reutilização de Águas Residuais de Palha Sé (Praia, Cabo Verde)	42
3.1 Localização Geográfica	42
3.2 Breve Caracterização do Sector de Águas e Saneamento	44
3.3 Caracterização da Urbanização de Palha Sé (Cidade da Praia, Cabo Verde)	45
3.3.1 Introdução.....	45
3.3.2 Caracterização paisagística e biofísica	47
3.4 Caracterização do Aeroporto Internacional da Praia “Nelson Mandela”	48
3.5 Proposta de Solução para o Tratamento e Reutilização das Águas Residuais da Urbanização de Palha Sé	50
Capítulo 4. Pré-dimensionamento de Soluções de Tratamento para as Águas Residuais de Palha Sé (Praia, Cabo Verde)	54
4.1 Soluções Equacionadas para o Tratamento das Águas Residuais	54
4.2 Dados de Base	56
4.2.1 Evolução da população, capitações e fator de ponta horário.....	56
4.2.2 Evolução de caudais	57
4.2.3 Evolução de cargas mássicas e de concentrações de poluentes.....	57
4.3 Tratamento Preliminar	58
4.3.2 Canal Parshall	58

4.3.3	Canal desarenador	59	
4.3.4	Canal de grades	61	
4.4	Tratamento Primário.....	62	
4.4.2	Decantador primário	62	
4.5	Tratamento Secundário.....	66	
4.5.2	Leito percolador	66	
4.5.3	Lamas ativadas	67	
Capítulo 5. Avaliação da Viabilidade de Reutilização de Águas Residuais de Palha Sé (Praia, Cabo Verde)			70
5.1	Oportunidades de Reutilização de Águas Residuais Tratadas.....	70	
5.1.1	Oportunidades de reutilização de ART no Aeroporto Internacional da Praia .	70	
5.1.2	Oportunidades de reutilização de ART na urbanização de Palha Sé	75	
5.2	Volume de Água Poupado com Práticas de Reutilização de Águas Residuais Tratadas	76	
5.2.1	Volume de água poupado no Aeroporto Internacional da Praia	76	
5.2.2	Volume de água poupada na urbanização de Palha Sé	78	
5.3	Redução de Custos Inerentes a Práticas de Reutilização de Águas Residuais Tratadas	82	
5.3.1	Redução de custos com água poupada no Aeroporto Internacional da Praia .	82	
5.3.2	Redução de custos com água poupada na urbanização de Palha Sé	84	
Capítulo 6. Conclusões e Trabalhos Futuros			87
6.1	Conclusões	87	
6.2	Perspetivas de Trabalhos Futuros	88	
Capítulo 7. Referências Bibliográficas.....			89
Anexo I : Critérios Hidráulico Sanitários e Expressões para o Dimensionamento de Operações e Processos de Tratamento de Águas Residuais			
1.1	Canal e medidor do tipo Parshall	93	
1.2	Canal desarenador	94	
1.3	Canal de grades.....	95	
1.4	Decantadores.....	98	
1.4. 1	Características geométricas do decantador gravítico.	99	
1.4. 1	Dimensionamento da caleira.....	102	
1.4. 2	Dimensionamento do descarregador	102	
1.5	Leitos percoladores	104	
1.6	Lamas ativadas.....	105	

Lista de Figuras

Figura 1.1: Áreas de habitação e serviços na Urbanização de Palha Sé, [adaptado]	3
Figura 1.2: Habitações mais próximas da Urbanização de Palha Sé (foto de agosto de 2015) ..	3
Figura 1.3: Construções dos primeiros edifícios em agosto de 2015	4
Figura 1.4: Aeroporto Internacional da Praia, visto do limite da Urbanização de Palha Sé (foto de agosto de 2015)	4
Figura 1.5: Vale com apetência para produção agrícola, localizado na proximidade da Urbanização de Palha Sé (foto de agosto de 2015)	5
Figura 2.1: Representação esquemática do ciclo urbano da água (http://www.consorcioaa.com).....	11
Figura 2.2: Constituição típica das águas residuais domésticas (Albuquerque, 2008)	12
Figura 2.3: Representação em planta e pormenores de uma obra-de-entrada, com sistema de grades instalado em canal (DGA, 1989), e fotos de grades gravíticas e mecanizada	17
Figura 2.4: Representação em planta do medidor do tipo Parshall (Lencastre, 1996)	19
Figura 2.5: Decantador troncocónico de planta circular (adaptado de http://omniawater.es)	20
Figura 2.6: Decantador de planta retangular e fluxo horizontal (Adaptado de Von Sperling, 2005)	21
Figura 2.7: Representação esquemática de um sistema convencional de média carga (Albuquerque, 2008)	25
Figura 2.8: Tanque de arejamento de sistema convencional de média carga	25
Figura 2.9: Representação esquemática de um sistema de baixa carga por vala de oxidação (Albuquerque, 2008)	25
Figura 2.10: Tanque de arejamento de sistema de baixa carga por arejamento prolongado. 26	
Figura 2.11: Leito percolador.....	27
Figura 2.12: Representação esquemática de um sistema por leitos percoladores (Albuquerque, 2008; Tchobanoglous et al., 2003	28
Figura 2.13: Espessador para lamas	33
Figura 2.14: Digestor anaeróbio para estabilização de lamas: representação esquemática e aspeto geral (Albuquerque, 2008)	34
Figura 2.15: Leitos de secagem para lamas: representação esquemática da entrada e aspeto geral (Albuquerque, 2008	34
Figura 2.16: Representação esquemática de uma centrífuga para desidratação de lamas (Westfalia, 1990).....	34
Figura 2.17: Aplicações de águas residuais tratadas (Silva, 2011)	37
Figura 3.1: Localização de Arquipélago de Cabo Verde (http://www.wikiwand.com)	43
Figura 3.2: Localização da urbanização de Palha Sé (adaptada de CMP (2012c)).	46

Figura 3.3: Aeroporto Internacional da Praia “Nelson Mandela” com as áreas atuais (0) e áreas de expansão (0) (adaptada de google.pt/maps).	48
Figura 3.4: Atual terminal do Aeroporto Internacional da Praia “Nelson Mandela” (adaptada de Martins, 2009)	49
Figura 3.5: Futuro terminal do Aeroporto Internacional da Praia “Nelson Mandela” (adaptada de Martins, 2009)	49
Figura 3.6: Rede de esgotos (magenta) e drenagem pluvial (Adaptado, CMP, 2013).....	50
Figura 3.7: Localização proposta para a ETAR e reservatório de ART	52
Figura 4.1: Solução de lamas ativadas	55
Figura 4.2 : Solução de leitos percoladores	55
Figura 4.3: Representação esquemática para o tratamento preliminar.....	58
Figura 5.1: Localização prevista para a ETAR e reservatório e áreas que podem receber ART (Adaptado do Google maps).....	71
Figura 5.2: Gastos para diferentes serviços no aeroporto da Praia (ASA, 2012)	72
Figura 5.3: Tipologia de consumo de água no aeroporto da Praia para diferentes atividades	73
Figura 5.4: Variação do consumo previsível de água no aeroporto da Praia para diferentes atividades ao longo do tempo	77
Figura 5.5: Variação do consumo previsível de água no aeroporto da Praia ao longo do tempo	77
Figura 5.6: Variação do consumo previsível de água na urbanização de Palha Sé para diferentes atividades ao longo do tempo.....	78
Figura 5.7: Variação do consumo previsível de água na urbanização de Palha Sé ao longo do tempo	79
Figura 5.8: Variação do consumo previsível de água para rega nos quatro sectores da urbanização de Palha Sé ao longo do tempo.....	79
Figura 5.9: Variação do consumo previsível de água para lavagens nos quatro sectores da urbanização de Palha Sé ao longo do tempo.....	80
Figura 5.10: Volumes de ART produzidos e consumidos no aeroporto e na urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047	81
Figura 5.11: Custos de consumo e poupança de água no aeroporto ao longo do tempo	83
Figura 5.12: Custos de consumo e poupança de água na urbanização de Palha Sé ao longo do tempo	85
Figura 5.13: Custos de consumo e poupança de água globais ao longo do tempo	85

Lista de Tabelas

Tabela 1.1: Cronograma de trabalho	7
Tabela 2.1: Composição típica média das águas residuais domésticas (Vieira e Duarte, 2003)	12
Tabela 2.2: Características físicas, químicas e biológicas das águas residuais domésticas (adaptada de Tchobanoglous et al., 2003)	13
Tabela 2.3: Classificação das grades de acordo com o espaçamento entre barras e a espessura das barras (Albuquerque, 2008)	16
Tabela 2.4: Classificação dos decantadores de acordo com vários critérios (Albuquerque, 2008)	20
Tabela 2.5: Classificação dos processos de lamas ativadas (Albuquerque, 2008)	24
Tabela 2.6: Classificação dos processos leitos percoladores (Albuquerque, 2008)	27
Tabela 2.7: Processos biológicos que permitem remover constituintes das águas residuais (Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)	29
Tabela 2.8: Processos físicos e químicos que permitem remover constituintes das águas residuais (Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)	30
Tabela 2.9: Tecnologias que permitem remover microrganismos patogénicos das águas residuais (Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)	31
Tabela 2.10: Teor médio de sólidos em diferentes tipos de lamas (Albuquerque, 2008)	33
Tabela 2.11: Aplicações da reutilização de ART e fatores condicionantes (Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)	38
Tabela 2.12: Parâmetros de qualidade da água para rega (adaptada de Decreto-Lei nº 236/98; NP 4434:2005; Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)	39
Tabela 2.13: Parâmetros de qualidade da água para rega em função de classes de culturas (Adaptada de Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)	40
Tabela 2.14: Parâmetros de qualidade da água para aplicações industriais (Adaptada de Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)	40
Tabela 2.15: Parâmetros de qualidade da água para aplicações recreativas e industriais (Adaptada de Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)	41
Tabela 2.16: Parâmetros de qualidade da água para usos urbanos não potáveis (Adaptada de Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)	41
Tabela 3.1: Distribuição da população de cabo verde por ilha (INE, 2010)	43
Tabela 3.2: Relevância das origens de água por ilhas (MFP, 2013)	45
Tabela 3.3: Características dos quatro sectores da urbanização de Palha Sé (adaptada de CMP (2012c)	47
Tabela 4.1: Evolução da população, captações de água e fatores de ponta horários para a urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047	56

Tabela 4.2: Evolução de caudais produzidos urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047	57
Tabela 4.3: Evolução de cargas poluentes produzidos na urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047	58
Tabela 4.4: Caudal máximo e mínimo entre 2017 e 2047.....	59
Tabela 4.5: Parâmetros operacionais para o canal Parshall	59
Tabela 4.6: Parâmetros operacionais para os pontos h1 e h2.....	59
Tabela 4.7: Parâmetros de cálculo para o desarenador gravítico	60
Tabela 4.8: Parâmetros operacionais para o desarenador gravítico	60
Tabela 4.9: Parâmetros geométrico do desarenador	60
Tabela 4.10: Parâmetros operacionais para os pontos h3 e h4	60
Tabela 4.11: Parâmetros operacionais para a grade fina (limpa)	61
Tabela 4.12: Parâmetros operacionais para a grade fina (colmatada)	61
Tabela 4.13: Parâmetros operacionais para a grade grossa (limpa)	62
Tabela 4.14: Parâmetros operacionais para a grade grossa (colmatada)	62
Tabela 4.15: Parâmetros geométricos para o decantador primário - solução de leitos percoladores.....	63
Tabela 4.16: Caudais de recirculação para o decantador primário - solução de leitos percoladores.....	63
Tabela 4.17: Verificação de CH e TRH para o decantador primário - solução de leitos percoladores.....	64
Tabela 4.18: Características da caleira para o decantador primário - solução de leitos percoladores.....	64
Tabela 4.19: Características dos descarregadores para o decantador primário - solução de leitos percoladores	64
Tabela 4.20: Parâmetros geométricos para o decantador primário - solução de lamas ativadas	65
Tabela 4.21: Caudais de recirculação para o decantador primário - solução de lamas ativadas	65
Tabela 4.22: Verificação de CH e TRH para o decantador primário - solução de lamas ativadas	65
Tabela 4.23: Características da caleira para o decantador primário - solução de lamas ativadas.....	65
Tabela 4.24: Características dos descarregadores para o decantador primário - solução de lamas ativadas.....	66
Tabela 4.25: Características geométricas para o leito percolador	66
Tabela 4.26: Parâmetros operacionais para o leito percolador.....	67
Tabela 4.27: Cargas mássicas e concentrações de CBO5 e SST à entrada do tanque de arejamento	68
Tabela 4.28: Parâmetros operacionais para o tanque de arejamento.....	68
Tabela 4.29: Características geométricas para o tanque de arejamento	69

Tabela 5.1: Estimativa da evolução dos utentes e consumos de água no aeroporto da Praia entre 2017 e 2047.....	73
Tabela 5.2: Quantidade de aeronaves, viaturas e equipamentos e áreas para rega e lavagens no aeroporto da Praia entre 2017 e 2047.....	75
Tabela 5.3: Áreas para rega e lavagens na urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047	76
Tabela 5.4: Volume de água utilizado em várias atividades no aeroporto e na urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047	81
Tabela 5.5: Poupança de custos com utilização de ART no aeroporto entre 2017 e 2047	83
Tabela 5.6: Tarifários para a urbanização de Palha Sé entre 2015 e 2047	84
Tabela 5.7: Poupança de custos com utilização de ART na urbanização entre 2017 e 2047..	84

Lista de Acrónimos

AIDP-NM	Aeroporto Internacional da Praia “Nelson Mandela”
ANQIP	Associação Nacional Para a Qualidade Nas instalações Predial
ASA	Aeroportos e Segurança Aérea, Sociedade Anónima
AR	Águas Residuais
ART	Águas Residuais Tratadas
CBO ₅	Carência Bioquímica de Oxigénio
CH	Carga Hidráulica
CMP	Camara Municipal da Praia
CQO	Carência Química de Oxigénio
DEC	Departamento de Engenharia Civil
DECA	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura
Electra	Empresa De Eletricidade E Água
ETAR	Estação de Tratamento de Águas Residuais
IDRF	Inquérito Demográfico e de Saúde Reprodutiva
MFP	Ministério das Finanças e do Planeamento
INE	Instituto Nacional de Estatísticas
N	Azoto
NT	Azoto Total
P	Fósforo
PT	Fósforo Total
PDM	Plano Diretor Municipal
PD1	Plano Diretor Palha Sé 1
PD2	Plano Diretor Palha Sé 2
PD3	Plano Diretor Palha Sé 3
PD4	Plano Diretor Palha Sé 4
PENAS	Plano Estratégico Nacional de Água e Saneamento
RGPH	Recenseamento Geral da População e Habitação
SOSS	Serviço de Operações de Socorro e Salvamento
SRART	Sistemas de Reutilização de Águas Residuais Tratadas
SST	Sólidos Suspensos Totais
TRH	Tempo Retenção Hidráulico
U4	Praia Oriental (Este)
UBI	Universidade da Beira Interior
UPS	Urbanização Palha Sé

Capítulo 1. Introdução

1.1 Enquadramento e Justificação

A gestão de recursos hídricos é hoje em dia trabalhada ao nível da bacia hidrografia, de forma integrada e a longo termo, por forma a ser considerada a disponibilidade de água em boas condições, garantindo sustentabilidade na sua utilização em termos quantitativos e qualitativos e assegurada a sua gestão eficiente. Há, contudo, ameaças à sua disponibilidade, como as alterações climáticas, que podem influenciar a variabilidade do regime hidrológico, e a forte pressão antropogénica que pode causar impactos ambientais negativos.

As águas residuais (AR) produzidos em aglomerados urbanos, após tratamento conveniente em Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR), podem ser descarregados em massas de água e no solo, desde que cumpram os limites de descarga definidos para vários parâmetros de qualidade. Por exemplo, na União Europeia, existe a Diretiva 271/91 de 21 de maio sobre “Tratamento de Águas Residuais Urbanas”, e em Portugal o Decreto-Lei Nº 152/97 de 19 de junho sobre “Recolha, tratamento e descarga de águas residuais urbanas no meio aquático” e o Decreto-Lei Nº 236/98 de 1 de agosto sobre “Normas, critérios e objetivos de qualidade da água para diferentes usos”, que permitem controlar as descargas de efluentes tratados no ambiente. Contudo, em meios recetores de baixo ou nulo caudal, a descarga de AR, ainda que tratadas, pode produzir impactos ambientais negativos e significativos.

Em países com escassez de recursos hídricos, como os da Península Arábica, Norte de África e Sul da Europa, as soluções têm passado por construir obras de transvase de águas superficiais entre bacias hidrográficas, dessalinizadoras de água do mar ou estruturas para a reutilização de águas residuais tratadas (Marecos do Monte e Albuquerque, 2010). De acordo com Marecos do Monte e Albuquerque (2010), a gestão sustentável dos recursos hídricos, na qual se inclui a conservação da água, deve incluir a reutilização de águas residuais tratadas (ART), que pode constituir uma estratégia eficiente de conservação de água em regiões de escassez de recursos hídricos, permitindo ainda a preservação da sua qualidade e reduzindo o impacto ambiental associado à descarga de efluentes. A Organização das Nações Unidas (ONU) defende a inclusão da reutilização de ART nas estratégias internacionais para a gestão integrada da água (IED, 2010).

Cabo Verde apresenta problemas de escassez de água, que são crónicos, inerentes ao seu clima e balanço hidrológico, tendo assim dificuldade em fornecer água em quantidade e qualidade para as utilizações mais urgentes que são o abastecimento público e industrial e a rega agrícola e de espaços verdes. A maioria da água para abastecimento público e industrial

e para rega provem de captações subterrâneas e da dessalinização da água do mar, neste último caso com custos elevados para o utilizador final. A água superficial disponível, cujos caudais são mais abundantes na estação das chuvas (entre julho e outubro), é retida em algumas barragens construídas recentemente. a ilha de Santiago conta com cinco barragens atualmente, Poilão (S. Lourenço Orgãos, Rib Seca), Figueira Gorda (Sta Cruz, R. S Boaventura), Salineiro (Ribeira Grande), Saquinho (Santa Catarina) e Faveta (São Salvador do Mundo), em Santo Antão conta com a barragem de Canto Cagarra(Chã da Igreja, Rib Garça) e ainda a barragem Banca Furada em S. Nicolau, R. Brava, Rib. Fajã. Estes permitirão acumular cerca de 2.778 milhões de toneladas de água destinadas quase exclusivamente para rega agrícola. Nas últimas décadas, devido à inexistência de estruturas para armazenamento de água, o escoamento superficial perdia-se no mar (Santos, 2013).

De acordo com as orientações do Plano Estratégico Nacional de Água e Saneamento (PENAS), aprovado pela Resolução nº 10/2015 de 20 de Fevereiro do Conselho de Ministros do Governo de Cabo Verde, o sector da água e saneamento constitui uma das prioridades-chave da infraestruturização do país e a sua reforma implica a melhoria significativa das condições de recolha e tratamento das AR e a sua reutilização na rega (agrícola, de espaços verdes e desportivos, florestas e culturas ornamentais), e em utilizações urbanas não potáveis, industriais, recreativas e ambientais (MFP, 2013). A reutilização de ART para recarga de aquíferos não é incentivada, dado o risco de ocorrerem descargas de AR não tratadas no solo, mas poderá vir a ser utilizada no futuro.

Por outro lado, emana do PENAS a necessidade de ser criada legislação para a proibição de descargas de AR não tratadas no solo, em ribeiras, em albufeiras e em águas costeiras. A descarga de ART no solo e massas de água só poderá ocorrer em condições que não colida com os usos previstos para estes meios e se estiver de acordo com as normas de qualidade de água que vão ser publicadas a curto prazo (sabe-se que existe já um projeto de regulamentos para este fim e que serão publicados a curto prazo). Ou seja, há um forte incentivo à reutilização de ART.

A rega agrícola, na maioria das ilhas, tem sido alimentada com água de origem subterrânea e água armazenada em albufeiras já referidas. No entanto, como a pluviosidade só é significativa nos meses de agosto e setembro, no restante período do ano, as albufeiras podem não ter água suficiente para rega e ainda se deve mencionar o problema da elevada evaporação, dado que a região tem uma temperatura média anual de 25° C. Já foram realizados alguns estudos sobre o potencial de reutilização de ART em Cabo Verde, pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) de Portugal na década de 90s, e mais recentemente o projeto ISLHÁGUA pela CANARAGUA (2011), mas não chegaram a ser concretizados na prática.

A Urbanização de Palha Sé (cidade da Praia, Cabo Verde) foi projetada em 2012 (CMP, 2012), e inclui 4 setores distintos (PD1, PD2, PD3 e PD4) que albergarão áreas habitacionais, espaços públicos e zonas comerciais (Figura 1.1), tal como referido nos relatórios preliminares CMP (2012b), CMP (2012c), CMP (2012d), CMP (2012e), CMP (2012f) e CMP (2012g). A construção dos primeiros edifícios (fase designada por PD3 - “Casa para Todos”) foi iniciada em 2015 e prevê-se que vá alojar cerca de 6 000 habitantes em 2016 (Figura 1.3). A construção dos sectores PD2 e PD3 (residenciais) prevê-se que esteja concluída em 2017, enquanto os sectores de serviços, comerciais e industriais (PD1 e PD4) só deverão estar concluídos em 2020.

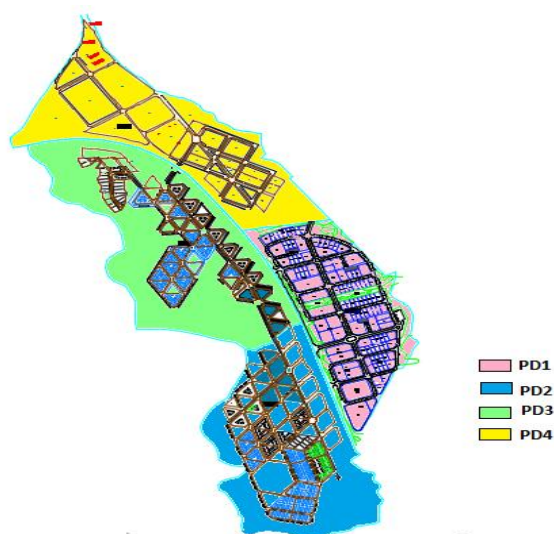


Figura 1.1: Áreas de habitação e serviços na Urbanização de Palha Sé, [adaptado]

A urbanização dista cerca de 3 km da zona mais próxima habitada da cidade da Praia (Figura 1.2), cerca de 100 m do Aeroporto Internacional da Praia (Figura 1.4) e cerca de 1,30 km de um vale com potencial para aproveitamento agrícola localizado em Sto. Tomé (Figura 1.5).



Figura 1.2: Habitações mais próximas da Urbanização de Palha Sé (foto de agosto de 2015)



Figura 1.3: Construções dos primeiros edifícios em agosto de 2015



Figura 1.4: Aeroporto Internacional da Praia, visto do limite da Urbanização de Palha Sé (foto de agosto de 2015)



Figura 1.5: Vale com apetência para produção agrícola, localizado na proximidade da Urbanização de Palha Sé (foto de agosto de 2015)

A rede de drenagem de AR mais próxima localiza-se a cerca de 3 km, e a ETAR mais próxima, a de Palmarejo, fica a cerca de 7,30 km da urbanização, pelo que a solução prevista para os efluentes gerados na Urbanização de Palha Sé é o seu tratamento em fossa séptica, seguido de infiltração no solo. Esta solução poderá, no entanto, colidir com a legislação sobre descarga de AR que será publicada no curto prazo.

O clima na cidade da Praia é do tipo tropical seco, com uma precipitação média anual de 265 mm, que ocorre quase exclusivamente nos meses de agosto e setembro. A temperatura média anual é de 27°C e a evaporação elevada (CMP, 2012a). A eventual retenção do volume escoado após precipitação não seria suficiente para poder ser utilizado em lavagens e rega. A ilha utiliza essencialmente água de poços e furos e dessalinizadoras para produzir água potável, que também é utilizada para lavagens de espaços públicos e equipamentos e para a rega de espaços verdes e agrícolas, que não é uma solução sustentável para aquelas utilizações e apresenta um custo elevado no que respeita à utilização da água para fins não potáveis.

Assim, entende-se que poderia ser equacionada uma solução sustentável, alternativa e inovadora para as AR da Urbanização de Palha Sé, que incluiria o seu tratamento numa ETAR, a localizar na proximidade da urbanização, seguido do seu armazenamento num reservatório para posterior reutilização. As oportunidades de reutilização que se equacionam incluem a rega de espaços verdes e lavagens de arruamentos, passeios e espaços públicos na urbanização, e a rega de espaços verdes e lavagens de arruamentos, pistas, equipamentos, veículos, passeios e espaços públicos do aeroporto. A rega de culturas agrícolas no vale localizado em Sto. Tomé também é uma possibilidade que pode ser concretizada, mas carece de um estudo de viabilidade posterior, porque, atualmente, apenas lá existe uma pequena atividade agrícola de subsistência.

Esta solução, além de permitir o aproveitamento das AR produzidas na urbanização, possibilitaria o cumprimento da legislação sobre descargas e reutilização de ART, atualmente em preparação, e poderia ainda levar à poupança de custos associados ao consumo de água potável da rede para lavagens e rega na urbanização e aeroporto. Simultaneamente, a disponibilização de uma origem artificial de água próxima do vale de Sto. Tomé poderia potenciar o desenvolvimento agrícola daquela área, bem como a criação de empregos associados à atividade agrícola.

A solução para o tratamento das AR inclui o estudo de duas soluções técnicas alternativas, ajustadas ao crescimento da população e de consumos de água, para um horizonte de 30 anos, com o pré-dimensionamento de órgãos de tratamento para a fase líquida (a que produz ART), e um estudo de viabilidade para a reutilização de ART em 2 áreas (urbanização de Palha Sé e Aeroporto Internacional da Praia).

As lamas de depuração produzidas pela ETAR poderão ser também valorizadas para a produção de composto que poderá ser utilizado como fertilizante agrícola ou de zonas verdes. Como qualquer solução de engenharia associada a sistemas de tratamento de AR, terá de ser equacionado um by-pass para o sistema, para o caso de haver necessidade de intervenção na ETAR ou atrasos no escoamento das ART, sendo mais adequado prever a instalação de um emissário até ao mar ou até à ETAR de palmarejo, ou a descarga na fossa séptica em construção.

1.2 Objetivos

O objetivo principal deste estudo centra-se em propor uma solução para o tratamento e reutilização das AR geradas na urbanização de Palha Sé (cidade da Praia, Cabo Verde), incluindo uma estimativa da redução de volume de água da rede consumida, e a respetiva redução de custos, associada à utilização dos efluentes tratados na Urbanização de Palha Sé e no Aeroporto Internacional da Praia.

Os objetivos específicos são:

- i. Equacionar uma solução integrada para o tratamento e reutilização de AR produzidas na Urbanização de Palha Sé;
- ii. Pré-dimensionar duas soluções alternativas para o tratamento das AR, com vista à sua reutilização, incluindo os órgãos para o tratamento da fase líquida;
- iii. Caracterizar as oportunidades de reutilização de ART na Urbanização de Palha Sé e no Aeroporto Internacional da Praia, incluindo as tipologias de reutilização, áreas para utilização e consumos de água;
- iv. Avaliar a poupança de água da rede consumida e de custos ao longo do tempo.

1.3 Plano de Trabalhos

O Plano de Trabalhos englobou 4 fases principais, de acordo com o cronograma da Tabela 1.1, que serão tratadas nos Capítulos 3, 4 e 5:

Fase I: Caracterização da Urbanização de Palha Sé e do Aeroporto Internacional da Praia.

Fase II: Proposta de soluções de tratamento para as AR da Urbanização de Palha Sé e pré-dimensionamento dos órgãos para o tratamento da fase líquida.

Fase III: Avaliação dos consumos de água para lavagem e rega na Urbanização de Palha Sé e no Aeroporto Internacional da Praia.

Fase IV: Estimativa de redução de consumos de água da rede e dos custos associados.

No mês de agosto de 2015 foi realizada uma visita ao local, para confirmação de dados utilizados no trabalho e localização da ETAR e reservatório de armazenamento de ART. Foram contactadas as entidades locais que ajudaram a definir as oportunidades de reutilização, nomeadamente os responsáveis pela urbanização de Palha Sé e do aeroporto e da empresa ELECTRA.

Tabela 1.1: Cronograma de trabalho

Fases	Set-Out 2014	Nov-Dez 2014	Jan-Fev 2015	Mar-Abr 2015	Mai-Jun 2015	Jul-Ago 2015
Caracterização da Urbanização de Palha Sé e do Aeroporto Internacional da Praia.						
Proposta de soluções de tratamento.						
Avaliação dos consumos de água						
Estimativa de redução de consumos de água						
Visita ao local						
Redação da dissertação						

1.4 Estrutura da Dissertação

A dissertação está organizada em 7 Capítulos e 1 Anexo.

O Capítulo 1 apresenta o enquadramento e justificação do estudo, os objetivos gerais e específicos da dissertação, o plano de trabalhos e a estrutura do documento. O Capítulo 2 faz-se uma caracterização dos processos e operações de tratamento para as fases líquida e sólida, bem como sobre reutilização de AR.

No Capítulo 3 caracteriza-se a área de estudo, nomeadamente a Urbanização de Palha Sé e o Aeroporto Internacional da Praia, e apresenta a solução para o tratamento e reutilização das AR produzidas na urbanização. O Capítulo 4 inclui o pré-dimensionamento das duas soluções de tratamento para as AR (só a fase líquida). No Capítulo 5 apresentam-se os consumos de água potável previsíveis para várias atividades na urbanização e o aeroporto, bem como uma estimativa da poupança de água que se poderia obter com práticas de reutilização e a respetiva redução de custos. No Capítulo 6 são listadas as principais conclusões do estudo. O Capítulo 7 lista as referências bibliográficas e no Anexo I apresentam-se os critérios hidráulico-sanitários e fórmulas de cálculos utilizados para o pré-dimensionamento das soluções de tratamento.

Capítulo 2. Processos de Tratamento e Reutilização de Águas Residuais

2.1 Introdução

A necessidade de recolher e retirar resíduos sólidos e efluentes líquidos dos aglomerados populacionais é uma prática que acompanha a civilização há mais de 6 milénios, e que foi desenvolvida para evitar doenças e maus cheiros associados com aqueles resíduos. Há relatos que já em 4500 A.C., na Índia, e em 2500 A.C., havia habitações com instalações sanitárias ligados a um coletor público de esgotos. Mais tarde, durante o império Romano, a partir de 300 A.C., verificou-se um grande desenvolvimento de infraestruturas para o transporte de águas (p.e. aquedutos) e de drenagem de águas residuais, que ainda permanecem visíveis atualmente.

A necessidade de saneamento de AR tomou maior proporção no século XIX, com a revolução industrial na Inglaterra, que levou a modificações estruturais profundas na economia, na sociedade e na mentalidade do mundo ocidental, bem como ao aumento demográfico e sua concentração em centros urbanos. Também houve erros históricos que levaram a situações de emergência, como a que ocorreu em 1847 em Londres, quando a primeira rede de recolha de efluentes da cidade foi encaminhada para o rio Tamisa. A concentração de águas residuais não tratadas no rio, levou ao aparecimento de epidemias de cólera que causaram milhares de vítimas mortais, uma vez que a população se abastecia de água no rio. A partir daí, começaram a surgir os serviços organizados para as águas e o saneamento, que envolviam equipas multidisciplinares de médicos, engenheiros e planeadores, e a serem equacionados os primeiros sistemas para o tratamento de efluentes (Vieira e Duarte, 2003).

O desenvolvimento dos aglomerados urbanos e o crescimento demográfico levaram ao aperfeiçoamento dos sistemas de recolha e tratamento de águas residuais e de água pluviais, de modo a preservar o ambiente e a saúde pública. Até há década de 90, a preocupação era essencialmente recolher os efluentes, tratá-los e descarregá-los em massa de água e no solo, *i.e.*, uma prática essencialmente curativa e para controlo da poluição. Posteriormente, com a implementação do conceito de desenvolvimento sustentável nos sistemas de águas e saneamento, a preocupação foi estendida para o plano da reutilização de efluentes tratados e de lamas de depuração, evitando a sua descarga em meios recetores ou o seu armazenamento em aterros sanitários.

Com o desenvolvimento industrial, a economia de mercado e a globalização, começaram a ser identificados e agrupados uma série de poluentes de acordo com as suas características, como poluentes orgânicos de fácil biodegradabilidade (*p.e.* matéria orgânica de origem animal e vegetal), poluentes inorgânicos de difícil biodegradabilidade (*p.e.* hidrocarbonetos), agentes microbiológicos patogénicos (*p.e.* bactérias e vírus) e metais pesados, que não são removidos nos processos clássicos de tratamento de AR, e que podem causar impactos ambientais negativos e significativos quando são descarregados no ambiente. A preocupação estendeu-se aos potenciais impactos na rede hidrográfica e seus usos ao longo do tempo, o que levou a integrar a gestão de efluentes nos planos de gestão de recursos hídricos.

Mais recentemente, com a perceção do efeito das alterações climáticas na disponibilidade e qualidade da água, bem como do efeito que o tratamento de efluentes e lamas de depuração podem ter no clima (*p.e.* libertação de gases com efeito de estufa), tem sido modificados procedimentos de exploração dos sistemas e introduzidas alterações tecnológicas nos processos de tratamento. Em setembro de 2000, a ONU reuniu representantes de 189 países, e chefes de Estado e de governo, na reunião "Cúpula do Milénio da ONU", tendo sido definidos os objetivos de Desenvolvimento do Milénio, com aplicação à gestão de sistemas de água e saneamento. No objetivo de "Garantir a Sustentabilidade Ambiental", encontram-se metas aplicáveis aos sistemas de águas, nomeadamente relacionadas com a integração dos princípios de desenvolvimento sustentável nas políticas e programas nacionais, invertendo a atual tendência para a perda de recursos ambientais, e a redução para metade a percentagem da população sem acesso permanente a água potável e a saneamento básico (IED, 2010).

Têm sido criada legislação para o controle da poluição e a gestão integrada de recursos hídricos, bem como a definição de objetivos de qualidade para os meios recetores para garantir os seus usos e normas de descarga para evitar a alteração das suas características qualitativas. Na maioria dos países, a gestão dos sistemas de água e sua interligação com os recursos hídricos é feita ao nível da bacia hidrográfica e considera conceptualmente o *ciclo urbano da água* (Figura 2.1).

O tratamento de AR pode ser realizado por várias operações e processos de tratamento, alguns dos quais são inovadores, que se desenvolvem em vários níveis de tratamento (preliminar, primário, secundário, terciário e avançado), tendo em atenção as características dos efluentes, a topografia, o regime hidrológicos, os objetivos de qualidade estabelecidos para os meios recetores e os limites de emissão permitidos pela legislação vigente.



Figura 2.1: Representação esquemática do ciclo urbano da água (<http://www.consorcioaa.com>)

2.2 Características das Águas Residuais

Durante muitos anos os efluentes líquidos eram designados por *esgoto*, termo que ainda é utilizado em alguma bibliografia técnica. Esta designação está já em desuso, face à tipologia de efluentes produzidos, sendo mais frequente a designação de *água residual*. A generalidade da legislação e regulamentação internacional que regula a recolha, transporte, tratamento, reutilização e descarga final de AR utiliza uma terminologia harmonizada que foi adaptada de diplomas e regulamentos internacionais.

As características das AR pode variar de aglomerado para aglomerado populacional, em função das atividades desenvolvidas, do tipo de sistema de drenagem implementado e do regime hidrológico. As águas residuais são produzidas nas zonas residenciais (*águas residuais domésticas*), nas indústrias (*águas residuais industriais*), na lavagem de ruas, passeios e pavimentos após uma chuvada (*águas pluviais*), por drenagem superficial de campos agrícolas e atividades agropecuárias (*águas residuais agrícolas*) e em aterros sanitários, entre outras. Quando misturadas em redes de drenagem, designam-se por *águas residuais urbanas*.

Águas residuais domésticas

Os efluentes domésticos são proveniente principalmente de habitações, hotéis, pequeno comércio, escolas, e edificações que contenham instalações sanitárias (e., água de lavagem, de sanitários, cozinhas e eletrodomésticos). São constituídas essencialmente por compostos orgânicos degradáveis, isto é, contêm essencialmente restos de alimentos, gorduras, hidratos de carbono e proteínas, sais e microrganismos presente nas fezes humana e ainda substâncias como ureia presente na urina.

Os poluentes orgânicos e inorgânicos podem causar impacto ambiental negativo em cursos de água (p.e. depleção de oxigénio na água e toxicidade para a fauna e flora aquáticas),

enquanto os microrganismos patogénicos podem dar origem a doenças como a gastroenterite, hepatite, febre tifoide e cólera.

A água residual doméstica contém entre 60% a 80% de matéria orgânica de fácil biodegradabilidade e 20% a 40% de compostos de difícil biodegradabilidade (Figura 2.2 e Tabela 2.1).

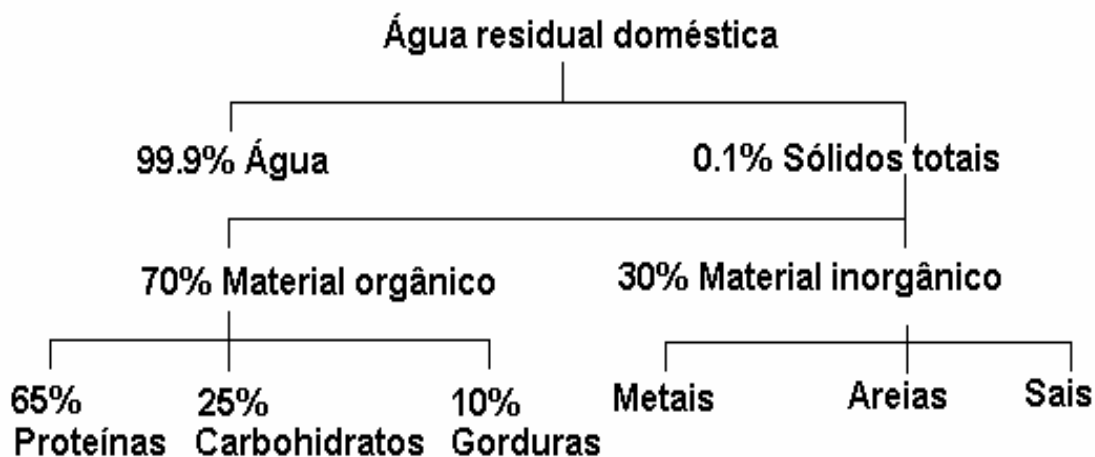


Figura 2.2: Constituição típica das águas residuais domésticas (Albuquerque, 2008)

Tabela 2.1: Composição típica média das águas residuais domésticas (Vieira e Duarte, 2003)

Designação	Substância minerais	Matéria orgânica	Total	CBO ₅
Sólidos em suspensão sedimentáveis (mg/L)	130	270	400	130
Sólidos em suspensão não sedimentáveis (mg/L)	70	130	200	80
Substâncias dissolvidas (mg/L)	330	330	660	150

Águas residuais industriais

Estes efluentes são provenientes dos processos industriais. Em algumas atividades industriais, os efluentes apresentam características semelhantes às AR domésticas, com compostos maioritariamente orgânicos de fácil biodegradabilidade, como, por exemplo, os provenientes das atividades agropecuária e agroalimentar, lavandarias e matadouros. No entanto, podem conter substâncias inorgânicas, potencialmente tóxicas, como metais pesados, pesticidas e hidrocarbonetos que, mesmo em pequena quantidade, podem causar impacto negativo nos meios recetores e toxicidade na fauna e flora aquáticas.

Muito dos efluentes industriais necessitam de ser tratados previamente antes de serem descarregadas na rede de drenagem, quando se equaciona o seu tratamento conjunto com os efluentes domésticos. As principais características destes efluentes são apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Características físicas, químicas e biológicas das águas residuais domésticas (adaptada de Tchobanoglous et al., 2003)

Designação	Origem	Efeito
Características físicas		
Cor	Decomposição de matéria orgânica; efluentes industriais; efluentes domésticos.	Alteração da cor e turvação da água; coloca restrições ao uso da água; causa impacto visual; pode apresentar toxicidade.
Turvação	Material sólido; efluentes domésticos e industriais.	Dificulta a entrada de luz na água, podendo afetar a atividade de fauna e flora aquática; coloca restrições ao uso da água.
Odor	Matéria orgânica em decomposição; algas; gases dissolvidos; efluentes domésticos e industriais.	Cheiro intenso, degradação da qualidade do ar; coloca restrições ao uso da água.
Características químicas		
Compostos orgânicos biodegradáveis	Efluentes domésticos, industriais e pluviais.	Diminuição de oxigénio dissolvido em massas de água; libertação de odores; libertação de gases com efeito de estufa; coloca restrições ao uso da água.
Compostos orgânicos difíceis de biodegradar (p.e. pesticidas e HAP)	Efluentes industriais.	Toxicidade para a fauna e flora; bioacumulação; diminuição de oxigénio dissolvido em massas de água; coloca restrições ao uso da água.
Compostos inorgânicos (p.e. N, P, cloretos e metais pesados)	Efluentes domésticos, agrícolas e industriais; fertilizantes.	Eutrofização de massas de água; diminuição de oxigénio dissolvido em massas de água, toxicidade para a fauna e flora; coloca restrições ao uso da água.
Gases (p.e. gás sulfídrico e gás metano)	Decomposição de água residuais	Cheiros intenso, degradação da qualidade do ar. Poluição atmosfera que pode contribuir negativamente para o efeito de estufa.
Características biológicas		
Bactérias, vírus; protozoários e Helmitas	Efluentes domésticos, agrícolas, hospitalares e industriais.	Risco de propagação de doenças por via hídrica; coloca restrições ao uso da água.
Algas e fungos	Efluentes com excesso de nutrientes.	Diminuição de oxigénio dissolvido em massas de água; toxicidade para a fauna; aparecimento de odores; coloca restrições ao uso da água.

2.3 Operações e Processos de Tratamento

Em Portugal, a recolha e transporte de AR é regulada pelo Decreto Regulamentar N° 23/95 de 23 de Agosto (Regulamento geral de sistemas públicos e prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais). O tratamento de AR domésticas é regulado pelo Decreto-Lei N° 152/97 de 19 de Junho (Tratamento de águas residuais urbanas) e pelo Decreto-Lei N° 236/98 de 1 de Agosto (normas de qualidade da água para diferentes usos), que foram adaptados da legislação europeia. Em Cabo Verde existem já projetos de regulamentos para o mesmo fim, mas que não estão ainda aprovados e não foi possível ter acesso ao seu conteúdo. No entanto, no essencial, eles seguem o exposto na legislação portuguesa e europeia.

O tratamento de águas residuais inclui uma série de operações e processos físicos, químicos e biológico que têm como finalidade eliminar os poluentes da água que podem provocar impacto ambiental negativo e risco para a saúde pública, a fim de produzir um efluente tratado de acordo com a legislação em vigor. Este efluente tratado (ART) pode ser reutilizado para diferentes usos, de acordo com as exigências de qualidade dos usos.

Os principais processos e operações disponíveis para o tratamento de efluentes são (Albuquerque, 2008):

Operações físicas - equipamentos que utilizam meios manuais ou mecânicos para a remoção de sólidos grosseiros ou em suspensão.

Processos químicos - processos que envolvem a adição de reagentes para a sedimentação ou degradação de poluentes.

Processos biológicos: processos que envolvem a ação de microrganismos para a degradação de poluentes.

O tratamento de águas residuais ocorre numa ETAR, que inclui diferentes níveis de tratamento para a fase líquida (tratamentos preliminar, primário, secundário, terciário e de afinação, ou de polimento ou avançado), e para a fase sólida gerada na própria ETAR (designada por lamas).

O tipo e número de operações e processos envolvidos num esquema de tratamento de uma ETAR depende de vários fatores, como:

As características físicas e químicas e o volume do efluente;

A área e cotas disponíveis para implantação;

As características e localização do meio recetor;

Os objetivos de qualidade estabelecidos para os meios recetores e os limites de emissão da legislação vigente;

A possibilidade de reutilização do ART;

As características da entidade gestora.

Normalmente, o tratamento equacionados só envolve os níveis preliminar, primário e secundário. No caso de ser necessário remover nutrientes (N e P), terá de ser introduzido um nível de tratamento terciário. O nível de tratamento de afinação só é necessário se for considerada a opção de reutilização ou se a descarga de ART acarretar risco para a saúde pública. Nestes casos, os custos de investimento de exploração podem subir consideravelmente.

Seguidamente, faz-se uma pequena descrição dos principais processos e operações de tratamento que serão utilizados neste trabalho. Existem outras operações e processos disponíveis para cada nível de tratamento, que fazem parte de manuais e coletâneas de textos académicos (p.e., Tchobanoglous et al., 2003; Vieira e Duarte, 2003; Albuquerque, 2008; Asano et al., 2010).

2.3.1 Tratamento preliminar

O tratamento preliminar de AR tem como finalidade a remoção de sólidos grosseiros flutuantes e em suspensão, sendo constituído por operações como a gradagem, a desarenação, a medição de caudais, a flotação e a tamisação que são implementadas na designada obra-de-entrada. Este conjunto de processos ocorrem em órgãos como os canais de gradagem, os canais desarenadores ou os tamisadores, protegendo os processos de tratamento que estão a jusante de materiais que podem danificar as componentes mecânicas ou interferir com a remoção de poluentes dissolvidos. A medição de caudal é sempre necessária, para poderem ser avaliadas as afluências ao sistema ao longo do tempo.

De acordo com Albuquerque (2008), nos casos em que a rede de drenagem é do tipo unitário, e em regiões pluviosas com períodos de retorno curto, é de prever afluências muito variáveis à ETAR, sendo aconselhável também a instalação de um descarregador de tempestade. Este órgão, deve ser colocado a montante da obra-de-entrada e dimensionado para caudais superiores ao de projeto, devendo ser ligado ao sistema de by-pass geral que encaminha os caudais excedentes para um meio recetor ou para uma lagoa de retenção.

Seguidamente descrevem-se alguns órgãos de tratamento, com mais interesse para o presente trabalho.

Canal de grades

O canal de grades é normalmente o primeiro órgão do processo de tratamento de uma ETAR e permite evitar a entrada de materiais de média-grande dimensão (p.e., papéis, rolhas, plásticos e têxteis) nos órgãos a jusante. As grades são compostas por um conjunto de barras ou varões em aço galvanizado ou ferro fundido, de secção circular, oval ou retangular, colocadas longitudinalmente em relação à direção do escoamento, com inclinações que podem variar entre 45° a 60° em relação ao fundo do canal (Albuquerque, 2008), com as características apresentadas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Classificação das grades de acordo com o espaçamento entre barras e a espessura das barras (Albuquerque, 2008)

Tipo de grade	Espaçamento (mm)	Espessura (mm)
Grossas	50 - 100	10 -20
Médias	20 - 50	5 -10
Finas	5 - 20	5

Normalmente, as grades estão instaladas num canal de seção retangular (**Figura 2.3**) e são dimensionado para caudal de ponta máximo. No caso de se efetuar a remoção mecânica das lamelas dos decantadores primários, deve reduzir-se o espaçamento entre barras nas grades para cerca de 2 cm, com o intuito de proteger o equipamento de remoção.

Desarenadores

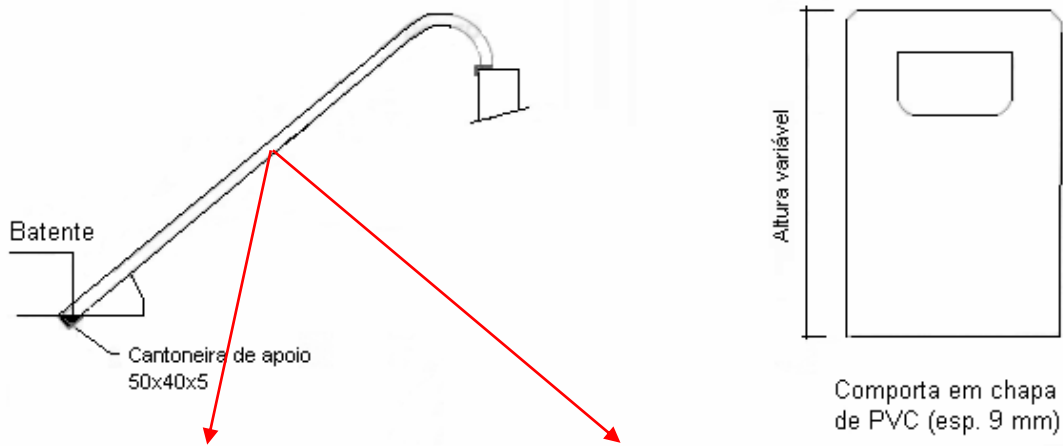
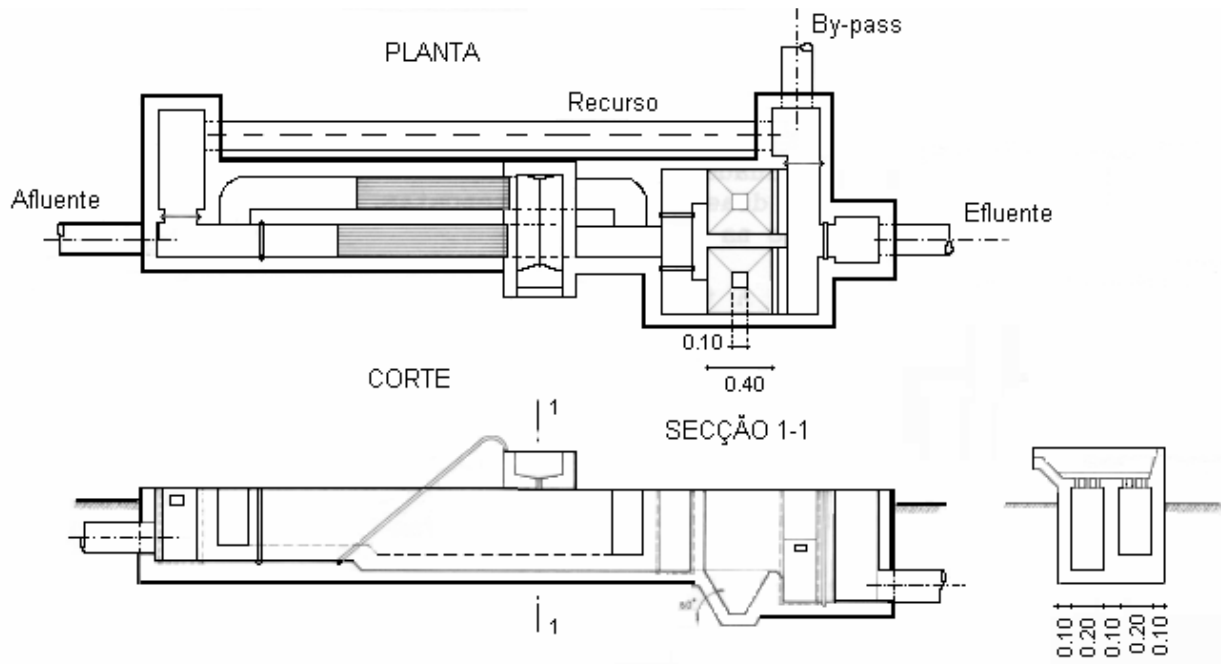
O desarenador é um órgão destinado a reter partículas solidas inorgânicas (p.e. areia, gravilha e metais) com granulometria superior a 0,2 mm e densidade na ordem dos 2,65 g/cm³, evitando depósitos de partículas nos canais e conduta (Albuquerque, 2008).

A areia afluenta a ETAR aumenta consideravelmente a carga de sólidos a tratar nos órgãos a jusante, originando problemas de manutenção e operação devido a um elevado desgaste devido à abrasão dos seus constituintes. A introdução na obra-de-entrada de um desarenador é especialmente útil quando há afluência de águas pluviais à ETAR.

Existe os seguinte principais tipos de desarenador:

- Desarenadores gravíticos de velocidade controlada.

Normalmente de funcionamento gravítico utilizando canais compridos (até 12 m) e de seção retangular ou trapezoidal (Albuquerque, 2008), sendo a remoção das partículas feita por sedimentação. A velocidade é controlada através de descarregadores instalados (tipo Sutro ou medidor Parshall).



Gradagem com limpeza manual



Gradagem com limpeza manual



Figura 2.3: Representação em planta e pormenores de uma obra-de-entrada, com sistema de grades instalado em canal (DGA, 1989), e fotos de grades gravíticas e mecanizada

São mais indicados para ETAR de pequena e média dimensões (até 10 000 habitantes). Para um bom funcionamento, a velocidade de escoamento deve manter-se constante e independente do caudal (menor que 0,3 m/s)

- Desarenadores arejados.

São, em geral, descarregadores de planta circular ou quadrada e secção piramidal, de funcionamento mecanizado.

A separação do material sedimentável ocorre devido à introdução de ar comprimido por difusores. A velocidade baixa permite o assentamento de partículas com diâmetro superior a 0,2 mm e massa volúmica na ordem dos 2,65 g/cm³. A extração de areias é feita por bombagem ou por um sistema de air lift (constituído por um compressor de ar e num jogo de tubagens, uma de injeção de ar e outra de extração de areias). (Tchobanoglous *et al.*, 2003).

São mais indicados para ETAR de média e grande dimensão, quando a instalação de canais desarenadores gravíticos se torna pouco exequível.

- Desarenadores tangenciais ou tipo vórtex.

Semelhante ao desarenador arejado, diferenciado no tipo de tecnologia aplicada na remoção da areia, com a utilização de agitadores do tipo turbina, para criar um vórtex com baixa velocidade para permitir a remoção de partículas de reduzida dimensão (Tchobanoglous *et al.*, 2003).

São mais indicados para ETAR de média e grande dimensão, quando a instalação de canais desarenadores gravíticos ou do tipo arejados se torna pouco exequível ou mais oneroso.

No dimensionamento de qualquer tipo de desarenador, deve-se ter em conta o caudal máximo afluente durante a vida útil da obra, a velocidade de escoamento horizontal (V₀), a velocidade de sedimentação de partículas (V_s) e o tempo de retenção hidráulico (TRH).

Medidores de caudal

A medição de caudal afluente ao sistema de tratamento é uma operação que permite saber a evolução do volume de água que entra diariamente na ETAR ao longo do tempo e compara-la com os valores de projeto. É assim possível avaliar se há afluências de águas pluviais ao sistema, e quais os procedimentos de operação em órgãos que são sensíveis à variação de caudal ou de carga hidráulica (CH) ou se a ligação das habitações à rede está de acordo com o previsto em projeto. Existem vários métodos de medição de caudal, sendo os mais utilizados em ETAR o medidor de nível Parshall, Sutro ou Bazin. Seguidamente faz-se uma breve descrição do medidor Parshall, que é utilizado neste estudo.

➤ Medidor Parshall

Este medidor utiliza um canal com uma pequena depressão, que permite um ressalto hidráulico e a mudança de nível a jusante do ressalto, controlando o nível a jusante (Figura 2.4). A partir das medições de nível e da respetiva equação de vazão (apresentada no ponto I.1 do Anexo I) determina-se o caudal. Os parâmetros de funcionamento, que permitem utilizar a equação de vazão e as dimensões do canal são apresentados no Anexo I (ponto I.1).

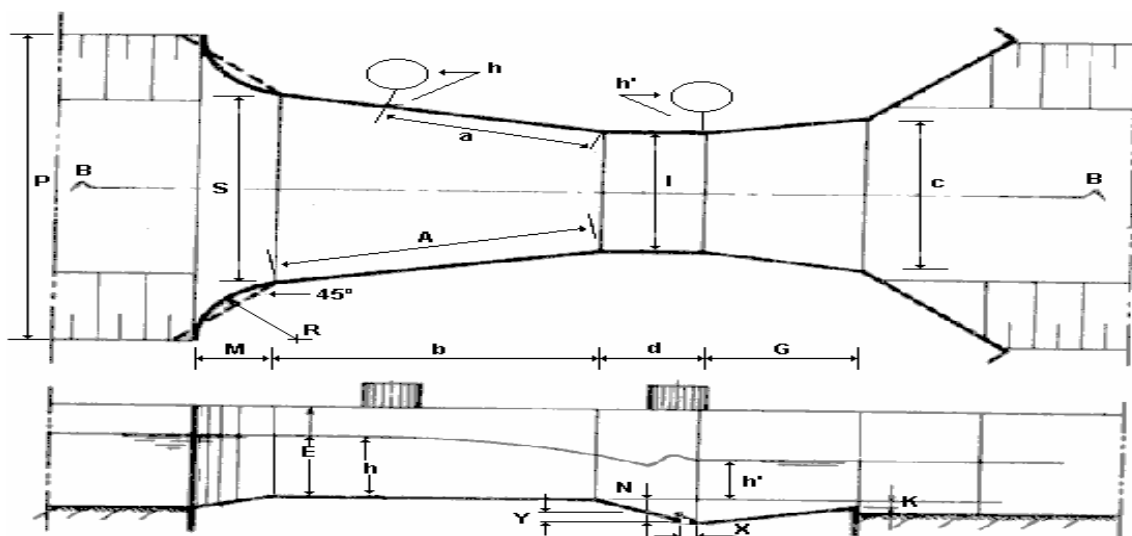


Figura 2.4: Representação em planta do medidor do tipo Parshall (Lencastre, 1996)

2.3.2 Tratamento primário

Após o tratamento preliminar, as AR apresentam ainda uma carga significativa de sólidos em suspensão, com características e dimensões diversos, que podem ser removidos por sedimentação ou flotação no tratamento designado por primário. Este nível de tratamento inclui, pois, operações que se destinam a aliviar os órgãos de jusante da presença de material sólido em suspensão.

Seguidamente faz-se uma breve descrição dos decantadores e flotadores, que são os órgãos mais utilizados no tratamento primário.

➤ Decantadores

Os decantadores são órgãos destinados a separar uma fase sólida (lama) de uma fase líquida por sedimentação. A sua classificação está definida de acordo com alguns parâmetros geográficos ou de funcionamento, como apresentado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Classificação dos decantadores de acordo com vários critérios (Albuquerque, 2008)

Parâmetro de classificação	Classificação
Forma em planta	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Circular ▪ Retangular ▪ Quadrada
Sistema de alimentação	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Fluxo horizontal ▪ Fluxo radial ou ascendente
Sistema de remoção de lamas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Gravítica ▪ Mecânica (raspadores de fundo)
Sistema extração de lamas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Por pressão hidrostática ▪ Por bombagem
Posição relativamente ao tratamento secundário	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Decantador primário ▪ Decantador secundário

No processo da decantação gravítica, estima-se que, em média, se remove entre 50% e 70% dos SST e entre 20% e 30% de matéria orgânica como CBO₅, para velocidades de escoamento entre 0,3 e 0,6 m/s (Tchobanoglous *et al.*, 2003).

Os decantadores mais utilizados são os de planta circular ou retangular e com geometria cónica ou piramidal (**Figura 2.5**). A tendência de acumulação de sólidos nos cantos, que da origem a zonas mortas, torna os decantadores de planta retangular (**Figura 2.6**) menos eficiente que os circulares.

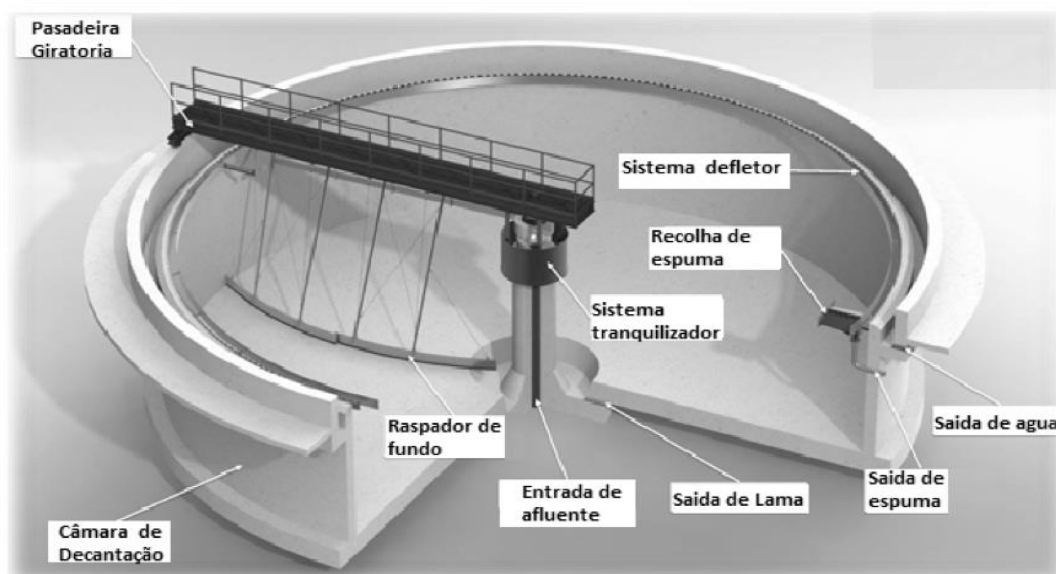


Figura 2.5: Decantador troncocónico de planta circular (adaptado de <http://omniawater.es>)

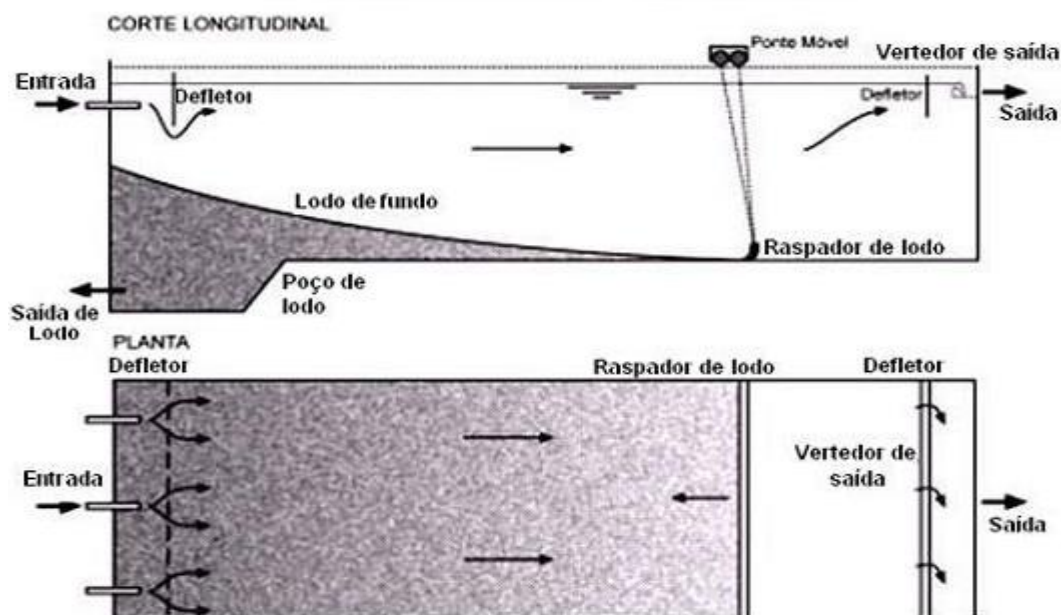


Figura 2.6: Decantador de planta retangular e fluxo horizontal (Adaptado de Von Sperling, 2005)

Em relação aos decantadores circulares, podem ser classificados em dois tipos, baseado no sistema utilizado na remoção de lamas e característica geométrica:

Decantador estático, com profundidades que podem atingir 6 m, inclinações de soleira entre 55° a 60°, dispensando a utilização de qualquer equipamento para raspagem de fundo e podendo as lamas serem extraídas por pressão hidrostática. São mais utilizadas em ETA de pequena dimensão.

Decantador mecânico, com profundidades inferiores a 3 m, inclinações de soleira entre 1% e 5%, com utilização de equipamentos para raspagem de fundo e sendo as lamas extraídas por bombagem. São os mais utilizados em ETAR de média e grande dimensão.

Flotadores

Na necessidade de uma maior eficiência de remoção, ou no caso da presença excessiva de óleos e gorduras que possam afetar a sedimentação de partículas, podem utilizar-se flotadores para a remoção de sólidos em suspensão e sedimentáveis. O princípio de funcionamento envolve a injeção de ar pela soleira, que provoca a subida das partículas em suspensão, sendo estas removidas através da superfície do líquido.

A flotação pode ser acionada por ar atmosférico, ar dissolvido, vácuo ou com a ajuda de adjuvantes químicos. As bolhas criadas por arrastamento de ar sobem rapidamente formando

escumas à superfície, que são retiradas pelos raspadores de superfície. A flotação com adjuvantes químicos, caracteriza-se pela utilização de produtos químicos orgânicos (p.e. polielectrólitos e agentes tensoactivo) ou inorgânicos (p.e. sais de alumínio e férricos ou de sílica ativada) que aglomeram as partículas, criando flocos mais densos e mais fáceis de remover.

O rendimento do sistema de flotação depende, em grande parte, dos seguintes parâmetros: concentração da matéria em suspensão, carga superficial de sólidos, grau de espessamento desejado, quantidade de ar a fornecer e velocidade ascensional das partículas.

Este sistema é considerado dispendioso em termos de investimento e em termos de operação e manutenção e apresenta deficiente retenção de sólidos durante chuvadas de grande intensidade.

2.3.3 Tratamento secundário

O tratamento secundário inclui essencialmente processos biológicos, químicos, ou ambos, destinados a remover compostos orgânicos dissolvidos, nutrientes (azoto e fósforo) e matéria sólida dissolvida. Os mais comuns, mais baratos, e que geram menor quantidade de lamas, que ainda podem ser valorizadas, são os processos biológicos.

Há uma série de tecnologias disponíveis para o tratamento secundário, destacando-se os processos de biomassa em suspensão e os processos de biomassa fixa, que podem reduzir a carga orgânica poluente, a concentração de azoto e fósforo e a matéria em suspensão entre 80 e 95% (Tchobanoglous *et al.*, 2003). Nos primeiros, a remoção de poluentes ocorre devido ao contacto da fase líquida com a biomassa que está em suspensão (i.e. os microrganismos são colocados em contacto com os compostos poluentes por ação de mecanismos de mistura mecânica ou arejamento artificial). Nos segundos, a fase líquida é filtrada ou percola através de um agregado, a biomassa desenvolve-se à volta de uma superfície de um material de enchimento ou de uma membrana (designado por *biofilme*) e a remoção de compostos poluentes ocorre por contacto da fase líquida (móvel) com a fase fixa (biofilme).

Alguns exemplos de processos biológicos de tratamento por biomassa em suspensão: lamas ativadas, lagunagem (lagoas de estabilização) e digestão aeróbia ou anaeróbia.

Alguns exemplos de processos de tratamento biológicos por biomassa fixa: leitos percoladores, biodiscos, reator de membranas, biofiltros e leitos de macrófitas.

Alguns deste processo são aeróbios (i.e. necessitam de concentrações de oxigénio mínimas para serem eficientes), como é o caso das lamas ativadas, leitos percoladores ou biodiscos. Outros são anaeróbios (i.e. são eficientes na ausência de oxigénio), como é o caso da digestão

anaeróbia e leitos de macrófitas. Para manter oxigénio nos sistemas aeróbios é, muitas vezes, utilizado um sistema de arejamento artificial (p.e. através de sistemas de agitação ou por injeção de ar) ou natural (p.e. colocando orifícios no tanques, para ventilação natural).

Em alguns processos, como os leitos percoladores e lamas ativadas, é necessário instalar um decantador final, para separar a fase líquida (água tratada) da fase sólidas (amas produzidas durante o contato entre a biomassa e os compostos poluentes). Este órgão é dimensionado de forma análoga os decantadores primários, mas podem ter uma área superficial ou um volume maior, uma vez que podem ser admitidos TRH até 4 horas.

Existem outros processos semelhantes e alguns até híbridos (i.e. juntam mistura completa a reatores de biofilme), mas, no âmbito desta tese, apenas se vão descrever as lamas ativadas e os leitos percoladores, que serão utilizados neste trabalho.

No caso de efluentes com compostos de difícil biodegradação ou que podem ser tóxicos para a biomassa (p.e. efluentes produzidos na indústria petroquímica ou farmacêutica), a melhor opção é a utilização de processos químicos como a coagulação ou precipitação químicas, foto-oxidação e permuta iónica.

Os tratamentos biológicos aeróbios são os mais utilizados para a remoção da carga poluente de efluentes urbanos, de indústrias agropecuárias e de agroalimentares. A eficiência do tratamento é, normalmente, avaliada em função das taxas globais de remoção de determinados parâmetros com a CBO5, CQO, SST, NT e PT, que são os que também aparecem na legislação que controla as condições de descarga.

➤ Lamas ativadas

O processo de lamas ativadas tira partido dos microrganismos do próprio efluente para, num tanque de arejamento, promover o contato destes com a matéria orgânica coloidal e nutrientes presente na água residual. A aproximação entre a biomassa e os compostos poluentes é promovido por sistemas de agitação e arejamento, que permitem manter também uma concentração de oxigénio (superior a 2 mg/L), que é essencial ao crescimento e atividade dos microrganismos. Desse contato, resulta uma aglomeração de microrganismos, matéria coloidal e polímeros (designado por *floco biológico*) que é posteriormente removido por decantação (p.e. decantadores) ou filtração (p.e. membranas) em órgão posteriores.

Este processo de tratamento inclui normalmente um tanque de arejamento, um decantador final (também designado por decantador secundário, quando existe um decantador primário a montante), um sistema de agitação e arejamento, um sistema de recirculação de lamas e um sistema de purga de lamas (Albuquerque, 2008).

Existem diferentes tipologias desta tecnologia, que são agrupadas em sistemas de baixa, média e alta carga (Tabela 2.5). Os sistemas de baixa carga são também designados por de arejamento prolongado. Nos sistemas de *alta carga* ou de *arejamento rápido* o processo desenvolve-se para valores muito elevados da relação F/M (alimento/biomassa), apresentando tempos de retenção da biomassa (idade das lamas) e da água residual muito reduzidos. O tratamento é precedido de uma etapa de sedimentação.

Nos sistemas de *média carga* ou de *arejamento convencional* verifica-se menor produção de lamas, tendo uma eficiência de remoção de matéria orgânica superior (cerca de 90%) e um consumo específico de oxigénio superior, relativamente aos sistemas de alta carga. Neste tipo de configuração o reator biológico deve ser precedido de uma etapa de sedimentação.

Nos sistemas de *baixa carga* ou de *arejamento prolongado* o processo desenvolve-se para valores muito baixos da relação F/M, pelo que, na falta de substrato (matéria orgânica), os microrganismos começam a metabolizar o seu próprio material celular (respiração endógena). Assim, relativamente aos outros dois sistemas, esta configuração apresenta menor produção de lamas, maior eficiência de remoção de matéria orgânica (superior a 90%), consumo específico de oxigénio muito elevado e, geralmente, nitrificação.

As tipologias mais utilizadas são o reator de média carga convencional (Figuras 2.7 e 2.8) e o reator de baixa carga em vala de oxidação (Figuras 2.9 e 2.10).

Tabela 2.5: Classificação dos processos de lamas ativadas (Albuquerque, 2008)

Parâmetro de classificação	Classificação
Características hidráulicas do reator	<ul style="list-style-type: none"> • Mistura completa • Fluxo pistão (<i>plug flow</i>) • Fluxo intermédio (<i>continuous flow stirred tank reactor</i> - CSTR)
Carga orgânica aplicada	<ul style="list-style-type: none"> • Baixa carga. • Média carga. • Alta carga.
Sistema de arejamento	<ul style="list-style-type: none"> • Arejamento superficial. • Difusores.

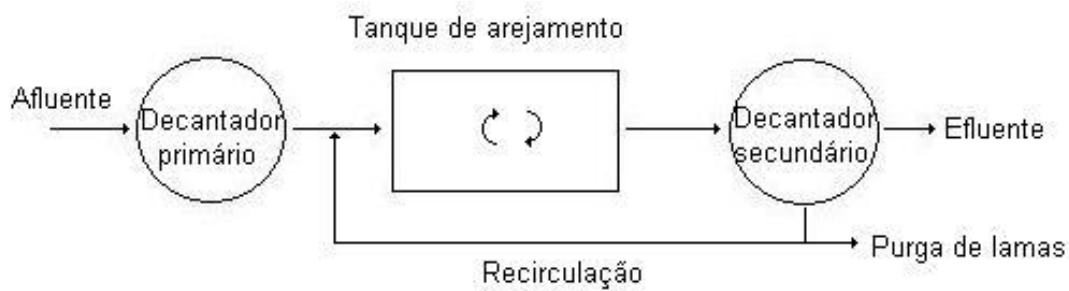


Figura 2.7: Representação esquemática de um sistema convencional de média carga (Albuquerque, 2008)



Figura 2.8: Tanque de arejamento de sistema convencional de média carga

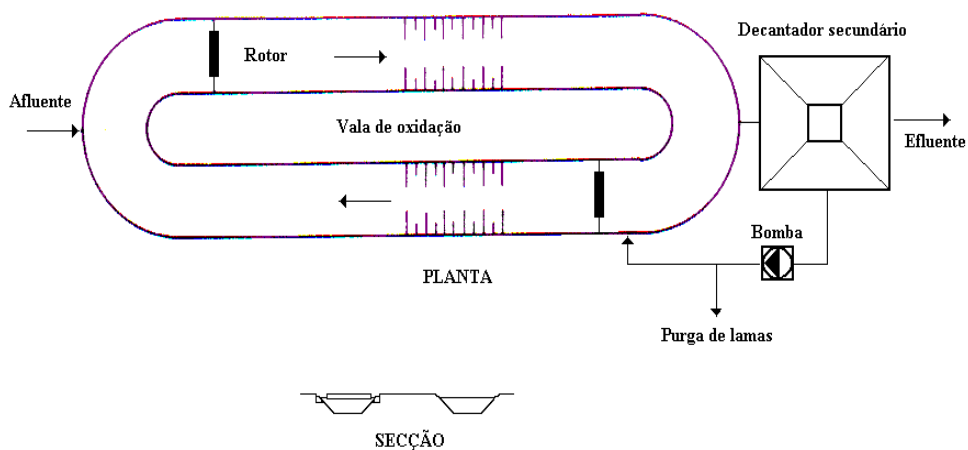


Figura 2.9: Representação esquemática de um sistema de baixa carga por vala de oxidação (Albuquerque, 2008)



Figura 2.10: Tanque de arejamento de sistema de baixa carga por arejamento prolongado

➤ Leitões percoladores

Os leitões percoladores consistem num processo de tratamento biológico aeróbio por filtração através de um meio poroso (sistemas de biomassa fixa), à base de agregados naturais (*p.e.* brita ou seixos rolado) ou material sintético. A remoção de poluentes ocorre através do contato da água residual com o biofilme que se desenvolve na superfície do meio de enchimento.

O material de enchimento deve ter uma boa superfície específica para uma boa adesão e desenvolvimento do biofilme, ser resistente à abrasão e apresentar uma granulometria uniforme.

Normalmente é composto por um tanque de planta circular (Figura 2.11), um meio de enchimento, um distribuidor rotativo, um sistema de recirculação e um decantador secundário (Figura 2.12).

Existem essencialmente dois tipos de sistemas, de baixa carga e de alta carga, tal como apresentado na Tabela 2.6.

A ventilação é feita através de orifícios colocados na base do tanque, abaixo da grelha de suporte do meio de enchimento, ou por sistemas de ar forçado. Este arejamento fornece o oxigénio necessário para manter condições aeróbias no meio. A ventilação natural estabelece-se devido à corrente de convecção que passa através do leito por força da diferença de temperatura entre o ambiente exterior e o interior.

O aumento da carga hidráulica através da recirculação melhora a distribuição das AR no leito, reduz as áreas secas ou parcialmente húmidas, minimizando, desta forma, o risco de colmatação que pode afetar a capacidade de tratamento.



Figura 2.11: Leito percolador

Tabela 2.6: Classificação dos processos leitos percoladores (Albuquerque, 2008)

Características	Baixa carga	Alta carga
Domínio de aplicação	Sistema convencional para tratamento completo de águas residuais domésticas.	Sistema convencional para tratamento parcial ou completo de águas residuais domésticas e alguns efluentes industriais.
Forma e dimensões	Retangular ou circular. Área maior.	Circular. Área menor.
Meio filtrante	Pedra britada, escória e seixo. Menor granulometria.	Pedra britada, escória e seixo ou material sintético. Maior granulometria.
Alimentação	Intermitente ou contínua.	Contínua.
Sistema de distribuição	Bocais dispersores ou distribuidor rotativo (<i>sprinkler</i>).	Distribuidor rotativo (<i>sprinkler</i>).
Recirculação	Inexistente.	Existente.
Purga de lamas	Intermitente	Contínua
Custos	Maiores no primeiro investimento; menores na exploração.	Menores no primeiro investimento; maiores na exploração.
Exploração	Mais sujeito a colmatção do filtro e aparecimento de odores.	Menos sujeito a colmatção do filtro e aparecimento de odores.

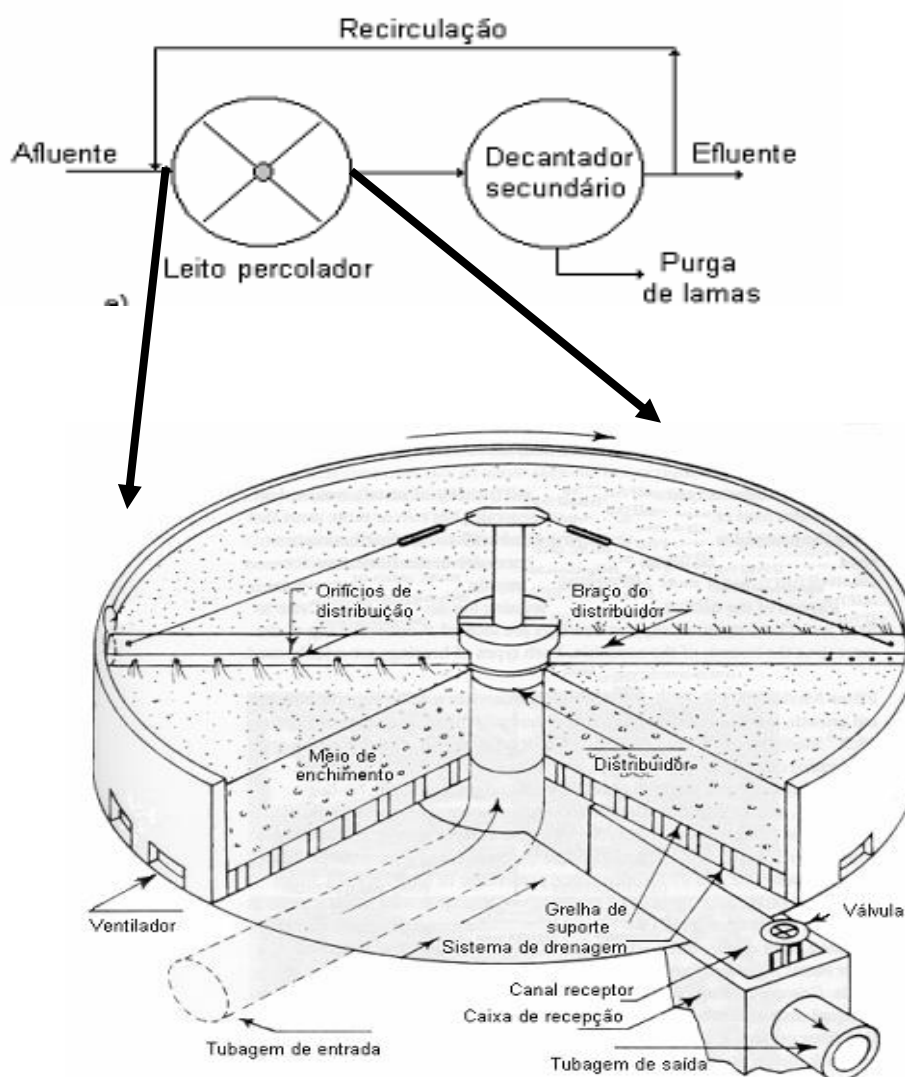


Figura 2.12: Representação esquemática de um sistema por leitos percoladores (Albuquerque, 2008; Tchobanoglous et al., 2003)

2.3.4 Tratamento terciário e de afinação

O tratamento terciário consiste essencialmente na concepção do sistemas de tratamento biológicos para maximizar a remoção de azoto e fosforo, mantendo um bom rendimento de remoção de matéria orgânica e de matéria sólida em suspensão. A maioria dos processos biológicos referidos no tratamento secundário, podem ser utilizados para a remoção de azoto e fosforo, bastando alterar algumas configurações, manter concentrações de oxigénio mais elevadas e controlar as condições de pH e a quantidade de biomassa nitrificante e com capacidade para remover biologicamente o fosforo no meio (Tabela 2.6).

A utilização de agregados reativos (p.e. material adsorvente ou carvão ativado) nos sistemas de biomassa fixa, pode aumentar a remoção de amónio, nitrato e fósforo por adsorção, permuta iónica ou precipitação. A remoção de fósforo pode ocorrer também através da adição de reagentes para promoverem a sua precipitação (p.e. sais de alumínio, ferro ou cálcio).

Tabela 2.7: Processos biológicos que permitem remover constituintes das águas residuais (Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)

Processo de tratamento	Compostos								
	Sólidos em suspensão	Matéria coloidal	Matéria orgânica	Azoto	Fósforo	Compostos vestigiais	Sólidos insolvidos	Bactérias	Vírus
Lamas activadas	✓	✓	✓	✓	✓				
Filtros biológicos	✓	✓	✓	✓	✓				
Reator de membranas	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Lagoas de macrófitas	✓	✓	✓	✓	✓	✓			

Se a descarga do efluente tratado acarretar risco para a saúde pública (p.e. descargas próximas de uma zona balnear ou de uma captação de água) ou tiver um objetivo de reutilização, então deverá ser incluído um tratamento de afinação.

Este tratamento de afinação também poderá ser incluído para o caso de ser necessário remover substâncias tóxicas ou que possam causar impacto ambiental ou risco para a saúde pública se forem descarregadas em meio receptores líquidos ou se o efluente final for reutilizado (p.e. pesticidas, produtos farmacêuticos ou da indústria química).

Em qualquer dos casos, trata-se de poluentes emergente que podem ser removidos por tecnologias de filtração (p.e. filtros de areia, membranas de ultrafiltração ou nanofiltração ou por osmose inversa), ozonização ou através da adição de reagentes químicos (p.e. desinfetantes e coagulantes) (Tabela 2.8).

Tabela 2.8: Processos físicos e químicos que permitem remover constituintes das águas residuais (Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)

Processo de tratamento	Compostos								
	Sólidos em suspensão	Matéria coloidal	Matéria orgânica	Azoto	Fósforo	Compostos vestigiais	Sólidos insolvidos	Bactérias	Vírus
Microfiltração	✓		✓	✓	✓			✓	
Ultrafiltração	✓		✓	✓				✓	✓
Flotação com ar dissolvido	✓	✓	✓						
Nanofiltração			✓			✓	✓	✓	✓
Osiose inversa			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Adsorção com carvão activado			✓			✓			
Permuta iónica				✓		✓	✓		
Desinfecção			✓					✓	✓

A desinfecção é especialmente importante se a descarga é efetuada em zonas onde poderá haver contato com o público e na reutilização de ART, em especial em aplicações urbanas, rega, utilizações industriais e utilizações ambientais e recreativas. Podem ser utilizados agentes químicos (p.e. reagentes químicos halogenados, como os desinfetantes à base de cloro ou boro, e ozonização) e agentes físicos (p.e. sistemas de membranas, osiose inversa ou radiação). Algumas das tecnologias podem ser obtidas naturalmente (p.e. desinfecção através de lagoas de maturação ou sistemas de filtração no solo) ou de forma artificial, como apresentado na Tabela 2.8.

Os processos de microfiltração (p.e. membranas de microfiltração, ultrafiltração e nanofiltração) são utilizados como alternativa à filtração granular e à coagulação química-floculação-sedimentação na afinação de efluentes secundários e terciários. A diferença existente entre os dois tipos de filtração encontra-se essencialmente na dimensão dos poros. Por exemplo, a microfiltração apresenta poros com dimensões de 0,05 a 10 μm e a ultrafiltração possui poros de dimensão entre 0,001 e 0,1 μm . Estes processos são hoje mais baratos, em especial se instaladas em pequenas ETAR, mas apresentam custos de exploração elevados, associados aos gastos de energia, manutenção e aquisição das membranas.

Tabela 2.9: Tecnologias que permitem remover microrganismos patogénicos das águas residuais (Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)

Processos	Físicos	Radiação UV e γ
		Temperatura: ebulição, pasteurização
		Filtração
		Processos de membrana: microfiltração, ultrafiltração, nanofiltração e osmose inversa
		Adsorção em carvão activado
		Ultrassons
	Químicos	Cloragem (p.e., cloro gasoso, dióxido de cloro e hipoclorito de Na e de Ca e boro)
		Ozonização
		Ácido peracético
	Bionaturais	Lagoas de maturação
		Tratamentos no solo: infiltração-percolação

De acordo com Marecos do Monte e Albuquerque (2010), os processos de membranas pode operar em duas configurações diferentes:

- A utilização da bombagem para impulsionar a circulação da água a filtrar através das membranas. A membrana está acomodada no interior de uma tubagem geralmente em fibra de vidro, com 100 a 300 mm de diâmetro e de comprimento variável entre 1 e 5 m;
- As membranas podem ainda ser imersas num tanque com a água a filtrar, sendo o permeado extraído através da membrana por aplicação de um vácuo designado por pressão transmembrana.

Nas tecnologias com malha apertada, nanofiltração e osmose inversa, podem ser removidos solutos de massa molecular muito reduzida (p.e. metais pesados e micropoluentes orgânicos), bem como microrganismos patogénicos (vírus e bacterias). São normalmente constituídas por membranas com poros de dimensão entre 0,0001 e 0,001 μ m, sujeitas a pressões entre 10 a 100 bar.

2.3.5 Tratamento de lamas

O tratamento de lamas engloba uma série de processos físicos, químicos e biológicos destinados à redução do volume de água e estabilização da fase sólida (*lamas*), que são produzidas nos processos de decantação, flotação e filtração.

As *lamas* são assim os materiais sólidos rejeitados nos vários níveis de tratamento de águas e as suas características variam em função da proveniência (tratamentos primário, secundário

ou de afinação e até do próprio tratamento de lamas) e do tipo de tecnologia utilizada. As lamas brutas, não tratadas ou não estabilizadas são designadas por *lamas frescas*.

As lamas resultantes do tratamento das fases líquidas ou sólida numa ETAR podem ser designadas por (Albuquerque, 2008): *lamas primárias* (provenientes da decantação primária ou flotação), lamas químicas (provenientes tratamento químico), lamas de depuração (provenientes do tratamento biológico), lamas secundárias (provenientes da decantação secundária, independente do tratamento a montante ser químico ou biológico), lamas mistas (mistura de lamas primárias e secundárias), *lamas espessadas* (após espessamento), *lamas digeridas* (após digestão) e *lamas desidratadas* (após desidratação).

Em termos do tratamento por processos físicos (*p.e.* espessamento), químicos (*p.e.* calagem) ou biológicos (*p.e.* digestão anaeróbia), interessa saber o seu teor de sólidos para melhor dimensionar os vários órgãos de tratamento (Tabela 2.10). Em termos da sua utilização final, interessa controlar as características físico-químicas e a presença de microrganismos patogénicos.

O tratamento de lamas inclui, normalmente, os seguintes processos:

- **Espessamento:** onde se promove a mistura das lamas e se aumenta a concentração da fase sólida, normalmente em espessadores que são órgãos semelhantes aos decantadores (Figura 2.13);
- **Estabilização:** onde se procede à degradação da matéria orgânica (por via biológica ou química), resultando um produto mineralizado que pode ser reutilizado ou depositado no destino final. A estabilização biológica ocorre, normalmente, em digestores anaeróbios (Figura 2.14) uma vez que estes órgãos permitem a recuperação de biogás, que pode ser utilizado para a produção de energia elétrica.
- **Desidratação e secagem:** onde se diminui o teor de humidade, podendo ser utilizados sistemas naturais como os letos de secagem (Figura 2.15) ou sistemas mecanizados com as centrifugas (Figura 2.16), filtros banda e prensas.

A definição do sistema de tratamento depende, entre outros factores, da quantidade de lamas produzidas, das suas características, da disponibilidade de terreno, das condições climáticas, de aspectos económicos e do destino final que se pretende para a lama.

Tabela 2.10: Teor médio de sólidos em diferentes tipos de lamas (Albuquerque, 2008)

Tipo de lama	Teor em sólidos (%)
Primária	4 - 10
Secundária	
lamas activadas com tratamento primário	0,5 - 1,5
lamas activadas sem tratamento primário	0,8 - 2,5
leitos percoladores	1 - 3
Mista	
primária + secundárias (lamas activadas)	3 - 8
primária + secundárias (leitos percoladores)	4 - 7
Espessada	
lamas primárias	8 - 10
mistas (lamas activadas)	5 - 12
mistas (leitos percoladores)	7 - 9
Digeridas (processo anaeróbio)	
lamas primárias	5 - 10
mistas (lamas activadas)	2,5 - 7
mistas (leitos percoladores)	3 - 8



Figura 2.13: Espessador para lamas



Figura 2.14: Digestor anaeróbio para estabilização de lamas: representação esquemática e aspeto geral (Albuquerque, 2008)

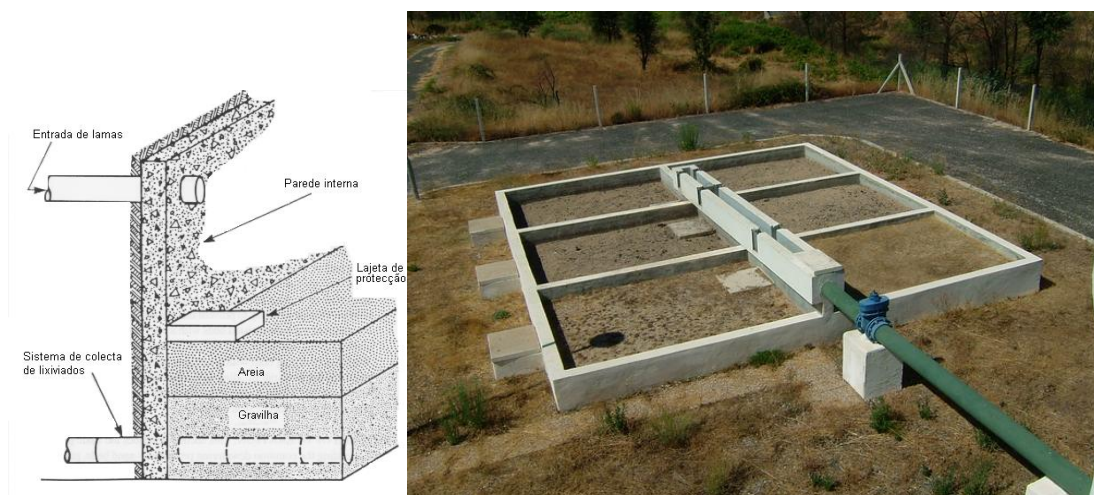


Figura 2.15: Leitões de secagem para lamas: representação esquemática da entrada e aspeto geral (Albuquerque, 2008)

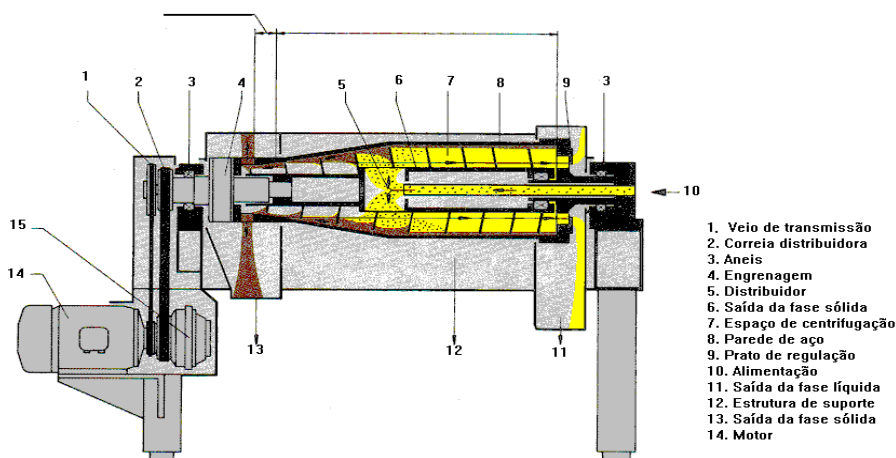


Figura 2.16: Representação esquemática de uma centrífuga para desidratação de lamas (Westfalia, 1990)

Na maioria das ETAR as lamas são misturadas e tratadas conjuntamente. As lamas primárias apresentam, em geral, um grau de mineralização inferior e as secundárias um grau de mineralização superior, em especial as que provêm de processos que operam com longos períodos de retenção celular (arejamento prolongado, por exemplo).

Em ETAR de pequena e média dimensão que incluam sistemas tipo tanque Imhoff, lamas activadas por arejamento prolongado e lagoas anaeróbias, as lamas apresentam-se praticamente mineralizadas necessitando apenas de uma desidratação que, em geral, se processa por leitos de secagem. Em ETAR de grande dimensão, onde se produzem grande quantidade de lamas, a utilização de leitos de secagem não é viável dada a área requerida. Nestas instalações procede-se, em geral, à mistura das lamas primária e secundárias, seguida de espessamento para aumentar o teor de matéria sólida, estabilização para mineralizar a componente orgânica da lama e desidratação mecanizada final (filtros de banda, filtros de vácuo, e centrífugas). Pode ainda ser necessário a utilização de coadjuvantes inorgânicos (cloreto férrico e cal viva ou hidratada, por exemplo) ou de polímeros orgânicos (polielectrólito), para aumentar a eficiência da desidratação.

Caso se pretenda utilizar a lama seca na agricultura, e dependendo do tipo de cultura ou da aplicação, pode incluir-se uma desinfecção final eliminação dos microrganismos patogénicos.

Não se descrevem as tecnologias de tratamento de lamas mais utilizadas em ETAR, uma vez que a tese apenas aborda um pré-dimensionamento da fase líquida destinada a produzir um efluente final para reutilização.

2.4 Reutilização de Águas Residuais

2.4.1 Introdução

A reutilização de ART é uma prática muito utilizada há várias décadas, em especial em regiões onde se verifica escassez de água ou com qualidade deficiente para ser utilizada para utilização humana, industrial, agrícola, turística ou paisagística. Regiões localizadas em países do Médio Oriente, Norte de África, América do Norte e Sul da Europa têm tido vários problemas de secas prolongadas e alteração no regime de pluviosidade, que são cada vez mais incertas devido à influência das alterações climáticas, e deteiorização da qualidade da água nas origens devido sua sobre-exploração ou contaminação. As soluções têm passado pela transferência de águas entre bacias hidrográficas, dessalinização de água do mar e pela reutilização de ART.

Em Cabo Verde, as soluções para a escassez de água têm passado pelo controlo do consumo da água (as capitações variam entre os 40 e os 70 L/had.dia de acordo com o PENAS) (MFP,

2013), pela construção de pequenas barragens em pequenos cursos de água, utilização de estações dessalinizadoras, que produzem água potável a um custo elevado para a maioria da população.

As principais causas que motivam a reutilização de ART como origem alternativa de água são o aumento da procura de água de modo satisfazer as necessidades, a escassez de água e secas, principalmente em regiões áridas e semiáridas, a necessidade de proteger origens de água e o solo e a criação de regulamentação.

A água residual, após tratamento, normalmente, é devolvida ao meio natural, através da sua descarga em meios superficiais ou no solo. A reutilização permitiria que não fossem descarregados volumes significativos de água residual “tratada”, que poderiam ser utilizados para, por exemplo, a rega (agrícola, de espaços verdes, florestal ou ornamental), a lavagem de veículos, maquinaria, vias, espaços públicos e outros pavimentos, a alimentação de lagos artificiais e espelhos de água, a recarga de aquíferos ou a alimentação de autoclismos e urinóis públicos, entre outras aplicações.

No âmbito da reutilização de ART é fundamental conhecer o volume disponível produzido em ETAR, e as suas flutuações, bem como as características qualitativas, para avaliar se são compatíveis com as utilizações consideradas.

2.4.2 Tipos de reutilização de águas residuais tratadas

O factor mais importante na análise das possíveis aplicações, ou oportunidades de reutilização, é a qualidade das ART, devido ao risco que algumas práticas podem ter na saúde pública e no ambiente. Os principais factores a considerar na seleção das aplicações são (Asano *et al.*, 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010):

- A qualidade das ART, que depende do seu nível de tratamento;
- O tipo de tecnologia associado ao tratamento das AR;
- O equilíbrio entre a procura e a oferta de água para reutilizar, ou seja, entre o volume de água necessário para determinada utilização e o volume disponível de ART;
- As infraestruturas necessárias à concretização da reutilização, como reservatórios para armazenamento e sistemas de transporte e distribuição;
- A sustentabilidade económico-financeira do projeto de reutilização;
- A mitigação de impactes ambientais associados à reutilização.

As ETAR destinadas a produzir ART para reutilizar devem ser adaptadas para poderem satisfazer as necessidades do utilizador final, através do ajustamento das tecnologias à qualidade desejada. Normalmente, o nível de tratamento secundário não é suficiente para produzir uma ART para reutilizar nas aplicações da Figura 2.17, com exceção da recarga de aquíferos, desde que as condições hidrogeológicas permitam a utilização do solo com tratamento de afinação.



Figura 2.17: Aplicações de águas residuais tratadas (Silva, 2011)

Na maioria das utilizações, as ART precisam de ter um tratamento terciário para remoção de azoto e fósforo, com exceção se foram aplicadas na rega, após uma avaliação das necessidades de nutrientes pelas culturas a regar, e de um tratamento de afinação para remoção da carga patogénica e dos teores de sólidos. Estas exigências podem levar a um aumento dos custos de investimento e exploração na ETAR, em especial se foram incluídas tecnologias de filtração à base de membranas. Por exemplo, a maioria das aplicações industriais e urbanas, necessitam de uma qualidade da água mais afinada, o que envolve a adoção de tecnologias de polimento de elevado custo.

Os principais factores que podem condicionar a reutilização de ART para diversas aplicações, são apresentadas na Tabela 2.11. Os critérios de avaliação da qualidade da água são, normalmente, baseados em valores definidos para parâmetros físicos, químicos e microbiológicos, aceites internacionalmente, e que permitem aguardar a saúde pública e o ambiente.

Tabela 2.11: Aplicações da reutilização de ART e fatores condicionantes (Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)

Aplicação		Condicionantes
Rega agrícola	Viveiros de árvores e plantas	Necessidade de zona tampão Comercialização das culturas Saúde pública Controlo dos aerossóis e drenagem
	Culturas alimentares, forragens, cereais, fibras	
	Proteção contra as geadas	
	Silvicultura	
Rega paisagística	Campos de golfe	Controlo da desinfecção Saúde pública Aceitação pública Controlo dos aerossóis Drenagem Ligações cruzadas com rede de água potável
	Faixas separadoras e margens de autoestradas	
	Parques públicos	
	Campus escolares	
	Cemitérios	
	Jardins residenciais	
Indústria	Água de arrefecimento	Aerossóis Ligações cruzadas com rede de água potável Incrustações, corrosão, filmes biológicos
	Lavagem de equipamento	
	Combate contra incêndio	
	Construção pesada	
	Água de processo	
Recarga de aquíferos	Reforço dos aquíferos	Disponibilidade de locais Contaminação das águas subterrâneas Aumento do teor de SDT Efeitos toxicológicos devidos a compostos orgânicos
	Barreira contra a intrusão salina	
	Armazenamento	
Usos recreativos e ambientais	Lagos e lagoas artificiais	Eutrofização Ligações cruzadas com rede de água potável Toxicidade para a vida aquática
	Reforço do caudal de cursos de água	
	Reforço de zonas húmidas	
	Neve artificial	
Usos urbanos não potáveis	Descarga de autoclismos	Ligações cruzadas com rede de água potável Incrustações, corrosão, filmes biológicos Aceitação pública Saúde pública
	Fontes e jogos de água ornamentais	
	Lavagem de veículos	
	Lavagem de ruas	
	Lavagem de contentores de RSU	
	Combate a incêndios	
	Varrimento de coletores	
	Fusão de neve	
	Condicionamento de ar	

A rega agrícola, de espaços verdes (*p.e.* jardins, parques e relvados desportivos), florestal e de plantas ornamentais representa um consumo de água muito elevado, que, normalmente ultrapassa os 80% das necessidades de água de uma região, e será uma boa oportunidade para a reutilização de ART em Cabo Verde. Nesta prática, os constituintes microbiológicos assumem uma importância maior que os compostos químicos, e a sua aplicação é muito condicionada em situações em que há risco elevado para a saúde pública (*p.e.* consumo de alimentos em cru) (Marecos do Monte e Albuquerque, 2010).

No caso dos critérios de qualidade da água (muitas vezes também designados por *normas de qualidade da água*) para rega, estes baseiam-se, normalmente, em valores definidos para os parâmetros apresentados na Tabela 2.11. Para os parâmetros microbiológicos patogénicos, e alguns físicos-químicos, os valores são normalmente definidos em função de classes de cultura (Tabela 2.12), que, no caso desta dissertação, se agruparam em duas classes, independente do tipo de rega. Os métodos de rega também podem influenciar no tipo de controlo a efetuar.

Tabela 2.12: Parâmetros de qualidade da água para rega (adaptada de Decreto-Lei n° 236/98; NP 4434:2005; Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)

Parâmetro	VMA
Alumínio (mg/L)	20
Arsénio (mg/L)	10
Berílio (mg/L)	1
Bicarbonato (mg/L)	610
Boro (mg/L)	3,8
Cádmio (mg/L)	0,05
Chumbo (mg/L)	20
Cobalto (mg/L)	10
Cobre (mg/L)	5
Conductividade (CE) (mS/cm)	3000
Crómio (mg/L)	20
Fluoreto (mg/L)	15
Lítio (mg/L)	5,8
Manganésio (mg/L)	10
Molibdeno (mg/L)	0,01
Níquel (mg/L)	2
pH (E. Sorensen)	4,5-9
Razão de adsorção de sódio (SAR) (me/L)	0-15
Selénio (mg/L)	0,05
Vanádio (mg/L)	1
Zinco (mg/L)	10

No caso das aplicações industriais, as oportunidades relacionam-se com a reutilização de ART em sistemas de arrefecimento, caldeiras de aquecimento ou nas linhas de processo em indústrias como, as centrais de produção de energia térmica ou nuclear, refinarias de petróleo e indústrias transformadoras (*p.e.* siderurgias, mecânica, papel, têxtil, construção civil, moldes e transportes). Ao nível industrial, as ART podem ainda ser utilizadas em atividades de limpeza e na de extração de inertes. A Tabela 2.13 apresenta a qualidade desejável para algumas aplicações. Para aplicações específicas em indústrias, poderá ser consultados os valores apresentados em Asano *et al.* (2007) e Marecos do Monte e Albuquerque (2010).

Tabela 2.13: Parâmetros de qualidade da água para rega em função de classes de culturas (Adaptada de Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)

Parâmetros	VMA	
	Culturas para consumo em cru (consumo direto), pastagens	Culturas ingeridas cozinhadas e para processamento industrial, pomares, espaços verdes, florestas e culturas ornamentais
Coliformes fecais	100 ufc/100 ml	10 000 ufc/100 ml
<i>Escherichia coli</i>	100 ufc/100 ml	10 000 ufc/100 ml
Ovos de Nematodes	1 ovo/10 l	1 ovo/10 l
Nitratos	30 mg N-NO ₃ /l	30 mg N-NO ₃ /l
SST	20 mg/l	35 mg/l
Turvação	10 UNT	Sem limite

A reutilização de ART para usos recreativos e ambientais consiste na sua aplicação em massas de águas naturais e artificiais, com vista à prática de atividades recreativas e/ou à preservação ou desenvolvimento de habitats, destacando-se a alimentação de lagos e lagoas naturais ou artificiais, a conservação ou reabilitação de zonas húmidas naturais ou artificiais, o reforço do caudal de cursos de água, e a produção artificial de neve. A Tabela 2.14 apresenta a qualidade desejável para algumas aplicações.

Tabela 2.14: Parâmetros de qualidade da água para aplicações industriais (Adaptada de Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)

Usos da água	VMA
Água de arrefecimento	Cloretos: 500 mg/L SST: 30 mg/L Turvação: 10 NTU <i>Escherichia coli</i> : 1000 ufc/100 ml
Água para caldeiras de aquecimento	Fe: = 0,01 - 0,02 mg/l (51,8 - 138 bar), 0,025 - 0,03 mg/l (31,1 - 51,7 bar), 0,05 - 0,1 mg/l (0 - 31 bar). Cu: = 0,01 - 0,02 mg/l (31,1 - 138 bar), 0,025 - 0,05 mg/l (0 - 31 bar). CaCO ₃ : 0,05 - 0,01 mg/l (51,8 - 69 bar), 0,02 - 0,03 mg/l (0 - 51,7 bar). pH: 8,5 - 9,6 (62,2 - 138 bar), 7,5 - 10 (0 - 62,1 bar).
Fabricação de betão	pH ≥ 5 Substâncias dissolvidas ≤ 15 g/l Sulfatos ≤ 1 g/l Cloreto: - Para betão pré-esforçado: ≤ 1 g/l - Para betão armado ou betão em massa com reforço antifissuramento: ≤ 3 g/l Hidratos de carbono = 0 Substâncias orgânicas solúveis em éter: ≤ 15g/l

VMA: valor máximo admissível.

Tabela 2.15: Parâmetros de qualidade da água para aplicações recreativas e industriais (Adaptada de Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)

Usos da água	VMA
Alimentação de lagos e lagoas naturais ou artificiais, destinados à pesca e desportos náuticos; conservação ou reabilitação de zonas húmidas naturais ou artificiais; reforço do caudal de cursos de água.	Fósforo total: 2 mg/l pH: 6 - 9 SST: 30 mg/l Turvação: 5 NTU Coliformes fecais: 800 ufc/100 ml

VMA: valor máximo admissível.

No que respeita aos usos urbanos não potáveis, há uma série de oportunidades que podem ser aplicadas ART, destacando-se o combate a incêndios, descarga de autoclismos, construção pesada, limpeza de coletores, lavagem de pavimentos, passeios e vias, lavagem de veículos, equipamentos eletromecânicos e maquinaria, produção de materiais de construção (p.e. cimento e estuque) e alimentação de sistemas de ar condicionado. A Tabela 2.15 apresenta a qualidade desejável para algumas aplicações.

Tabela 2.16: Parâmetros de qualidade da água para usos urbanos não potáveis (Adaptada de Asano et al., 2007; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010)

Usos da água	VMA
Lavagem de pavimentos, passeios e vias; Sistemas de combate a incêndios; Lavagem de equipamentos e viaturas; Humedecimento para execução de aterros; Humedecimento para controlo de poeiras.	CBO ₅ : 10 mg/l SST: 20 mg/L Turvação: 2 NTU <i>Escherichia coli</i> : Não detectável <i>Legionella spp.</i> : Não detectável (se houver risco de pulverização) Ovos de nematodes: Não detectável
Descarga de autoclismos e urinóis; Limpeza de coletores	CBO ₅ : 10 mg/l SST: 20 mg/L Turvação: 2 NTU <i>Escherichia coli</i> : Não detectável Ovos de nematodes: Não detectável

Capítulo 3. Proposta de Solução para a Reutilização de Águas Residuais de Palha Sé (Praia, Cabo Verde)

3.1 Localização Geográfica

A urbanização de Palha Sé fica localizada na cidade da Praia, em Cabo Verde, e foi selecionada para este estudo por estar atualmente em construção, localizar-se afastada da cidade da Praia e apresentar na sua proximidade oportunidades para a reutilização de ART. A sua caracterização é apresentada no ponto 3.3. Estando a urbanização muito próxima do aeroporto, esta infraestrutura foi selecionada como um utilizador potencial de ART, sendo a sua caracterização apresentada no ponto 3.4.

Cabo Verde é um arquipélago situado no oceano Atlântico, a cerca de 450 km para oeste da costa do Senegal. Tal como se pode observar na Figura 3.1, é constituído por 10 ilhas, 9 das quais habitadas, com uma superfície global de 4.033 km².

A formação das ilhas resultou de atividade vulcânica sobre a placa submarina, que depois foi completada por uma rede de fissuras que ainda é visível na sua superfície, embora cada ilha tenha as suas especificidades em termos de orografia. As ilhas são todas de origem vulcânica, provenientes da escoada levítica e de materiais piroclásticos subaéreos, predominantemente basáltica, sendo as mais antigas as da Boavista e do Sal, onde já não se notam tanto afloramentos vulcânicos, enquanto nas outras ilhas eles são bem evidentes (MFP, 2013).

As ilhas de Cabo Verde encontram-se divididas geograficamente em dois grupos: o do Barlavento, constituído pelas ilhas de Santo Antão, São Vicente, Santa Luzia, São Nicolau, Sal e Boavista, e o do Sotavento que inclui as ilhas de Maio, Santiago, Brava e Fogo (Figura 3.1), tendo uma superfície de território com 4 033 km², uma altitude máxima de 2 829 m, na ilha do Fogo, seguida de 1 979 m na ilha de Santo Antão e de 1 394 m na ilha de Santiago. A República de Cabo Verde tem, desde 2005, 22 concelhos e 32 freguesias.

De acordo com o Recenseamento Geral da População e Habitação (RGPH) do Instituto Nacional de Estatísticas (INE) de Cabo Verde, a população residente no arquipélago está estimada em 491 575 pessoas (INE, 2010), distribuídas pelas nove ilhas abitadas (Tabela 3.1).

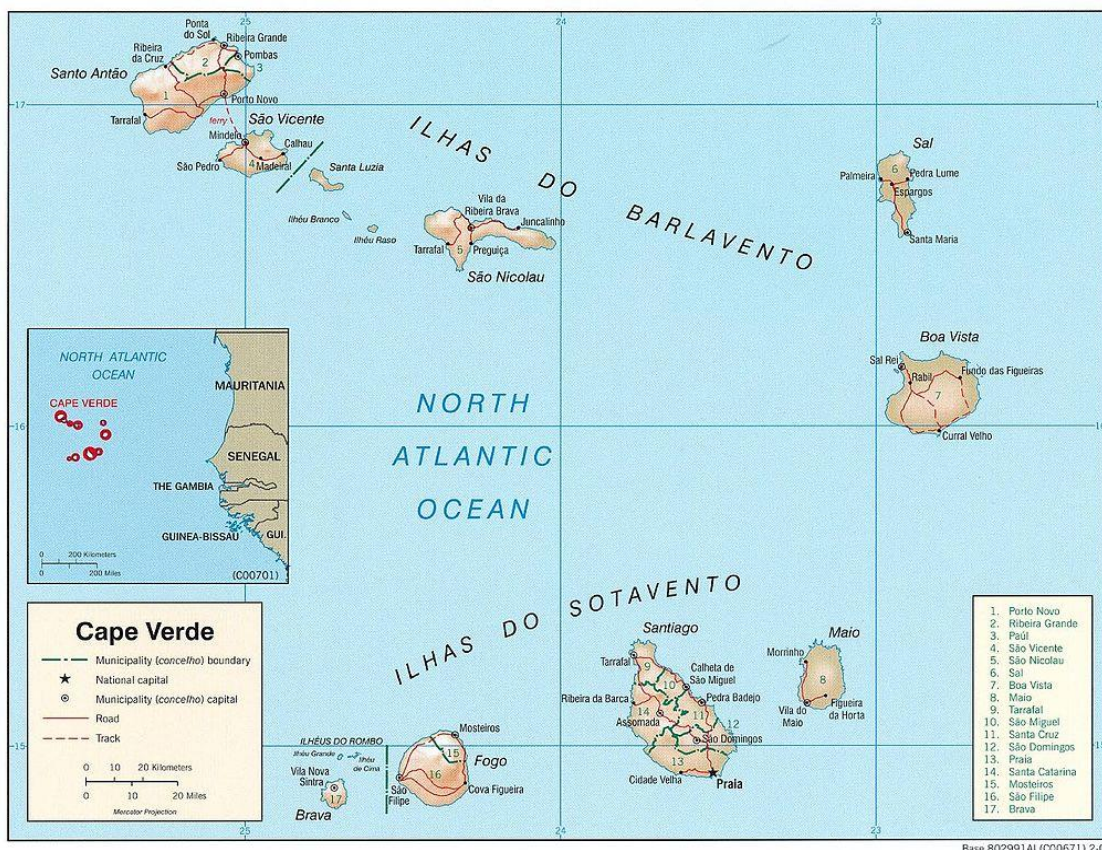


Figura 3.1: Localização de Arquipélago de Cabo Verde (<http://www.wikiwand.com>)

Tabela 3.1: Distribuição da população de cabo verde por ilha (INE, 2010).

Ilha	População (numero)	População (%)
Santo Antão	43 915	8,9
S. Vicente	76 107	15,5
S. Nicolau	12 817	2,6
Sal	25 657	5,2
Boavista	9 162	1,9
Maio	6 952	1,4
Santiago	273 919	55,7
Fogo	37 051	7,5
Brava	5 995	1,2
TOTAL	491 575	100

3.2 Breve Caracterização do Sector de Águas e Saneamento

Ainda que o potencial dos recursos hídricos subterrâneos no arquipélago seja relativamente grande (entre 125 e 170 hm³/ano), de acordo com o PENAS (MFP, 2013), está estimado que o País só tenha potencialidades globais de água subterrânea, técnico-economicamente exploráveis em ano médio, em cerca de 60 hm³/ano. Em ano seco, o valor explorável é de cerca de 44 hm³/ano, sendo a exploração atual estimada em 40 hm³/ano.

A grande problemática da escassez de água em Cabo Verde faz-se sentir nas dificuldades no abastecimento de água potável para consumo da população e a indústria. De acordo com um relatório sobre Inquérito às Despesas e Receitas Familiares 2011/2012 (IDRF, 2014), as necessidades de abastecimento da população ascendem a uma capitação média de 75 L/habitantes.dia, para uso doméstico, e de 25 L/habitantes.dia, para uso não-doméstico. No entanto, o PENAS refere que o consumo de água per capita em áreas ligadas a rede pública de abastecimento varia entre os 40 a 60 L/habitantes.dia e nas áreas servidas por chafarizes/fontanários é de 10 a 20 L/habitantes.dia. Este Plano aponta para, num horizonte até 2030, o acesso mínimo a água potável seja de 40 L/habitantes.dia, com um máximo de 90 L/habitantes.dia para utilizações urbanas.

De acordo com o Censos de 2010 (INE, 2010), a população servida com abastecimento de água é de 54,3% (60,4% nas áreas urbanas e 42,6% nas áreas rurais). Relativamente ao saneamento básico, cerca de 66,8% das famílias em Cabo Verde têm acesso a sistemas de evacuação de AR, das quais 47,4% têm uma fossa séptica (49,2% em áreas urbanas e 44% em áreas rurais) e 19,4% estão ligados à rede de drenagem pública (28,8% em áreas urbanas e 1,1% em áreas rurais).

Na cidade da Praia, somente 14,8% da população tem acesso a rede de saneamento e 35,1% utiliza a fossa séptica (MFP, 2013). Existem uma ETAR principal com tratamento secundário, sendo o efluente final rejeitado no mar. Nos restantes locais, em especial em zonas rurais da ilha de Santiago, predomina a fossa séptica, que é uma tecnologia suscetível de provocar impactes ambientais negativos nas origens de água superficial e nos aquíferos subterrâneos.

O PENAS (MFP, 2013) prevê que as necessidades médias diárias anuais de água até 2030 atinjam os 201 483 m³/dia, donde 115 120 m³/dia se destinariam à agricultura e o restante ao abastecimento da população e atividades industriais e turísticos. Este consumo, por sua vez, irá produzir cerca de 64 722 m³/dia de AR, que poderia ser reutilizada, uma vez que não faz sentido descarrega-las em linhas de água porque estão secas na maioria do ano.

A maior parte das regiões nas diversas ilhas terá de gerir diferentes alternativas de origem de água para satisfazer as utilizações previstas, dada a assimetria na disponibilidade de origens naturais de água, destacando-se a dessalinização de água do mar, a reutilização de águas

pluviais recuperadas e a reutilização de ART. Na Tabela 3.2 apresenta-se a relevância de origens de água para as diferentes ilhas. Assim, com o quadro legal já existente, e tendo em atenção o que está a ser aprovado, e com a alteração do modelo de gestão de recursos hídricos que vai ser introduzido no próximo ano, acredita-se que será feita uma melhor utilização da água no arquipélago no futuro, sendo a reutilização da água uma opção para ser implementada nos diversos projetos de saneamento.

Tabela 3.2: Relevância das origens de água por ilhas (MFP, 2013)

Ilhas	Barragens	Cisternas	Espelhos+ Reservatórios	Águas subterrâneas	Dessalinização	Águas reutilizadas
Santiago	XXX	X	XX	XX	XX	XXX
Maio	X	X	X	XX	XXX	X
Fogo			XX	XXX		X
Brava			X	X		X
Santo Antão	XX		XXX	XX		X
São Vicente				XX	XXX	X
São Nicolau	XX		XX	XX		X
Sal				X	XXX	XX
Boavista	X				XXX	XX

XXX Grande interesse e impacto

XX interesse limitado a certas Zonas da ilha e dependentes de condicionamentos locais

X Com interesse para a resolução de situações pontuais

3.3 Caracterização da Urbanização de Palha Sé (Cidade da Praia, Cabo Verde)

3.3.1 Introdução

A cidade da Praia localiza-se no sector sul da ilha Santiago (Figura 3.1), sendo a entrada do grupo meridional do arquipélago, e a maior de todas, ocupando 991 km², ou seja 24,6% do território nacional. Segundo o recenseamento de 2010 (INE,2012), aqui se concentra a maioria da população do arquipélago, com 274 044 habitantes, correspondente a 55,7 % do total.

À área de intervenção, com base no Plano Diretor Municipal (PDM) da cidade da Praia (CMP,2012a), encontra-se inserida na praia oriental (unidade U4 na Figura 3.2), localizada a norte da cidade no denominado “plateau” da Achada, integrando mais especificamente a área

da Achada Funda, sendo intercetada a norte e nordeste pela Achada Palha da Sé e a sul pela Achada Grande.

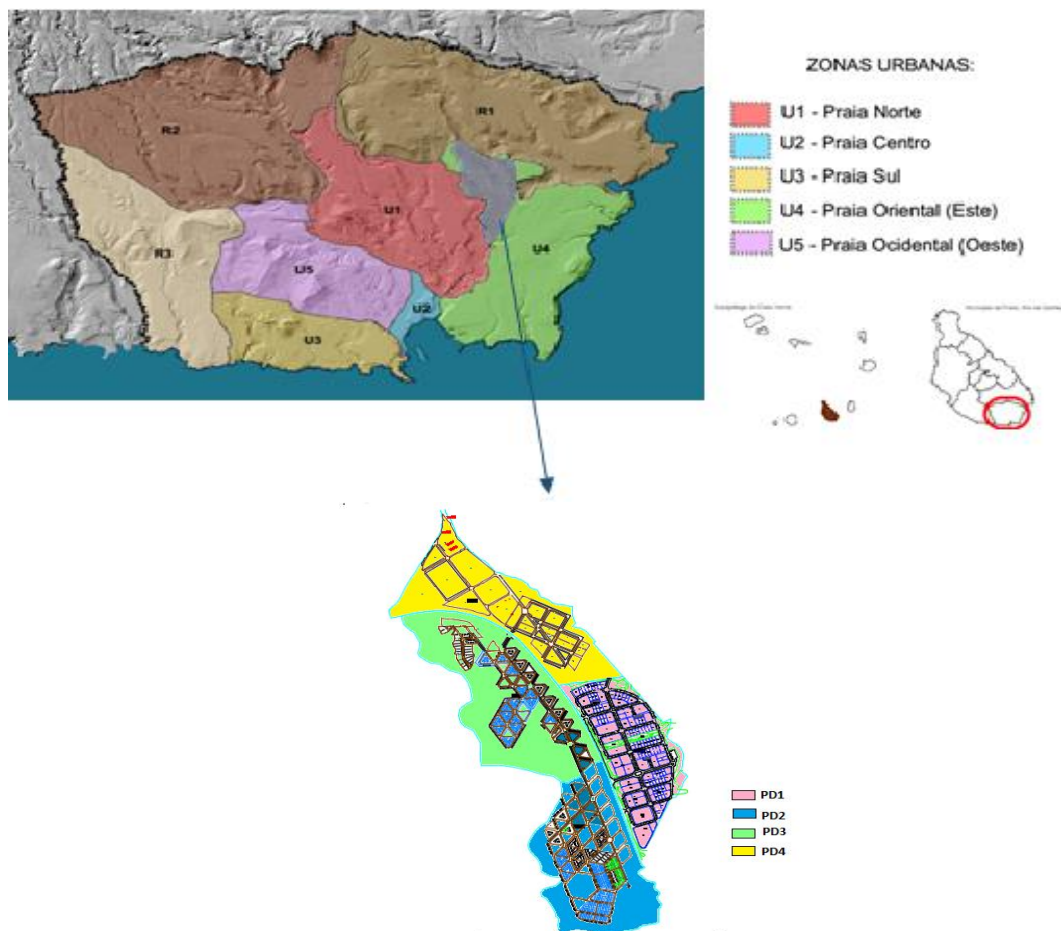


Figura 3.2: Localização da urbanização de Palha Sé (adaptada de CMP (2012c)).

Esta área é considerada uma das zonas de expansão urbana da cidade da Praia, estando previsto, a médio e longo prazo, que contemple uma área de 22,7 ha com uma urbanização, zonas verdes, zona de comércio, indústria e serviços e outras infraestruturas. No que respeita à ocupação de espaço, existirão habitações de baixa densidade, moradias unifamiliar e em banda, com máximo de 2 pisos, e prédios de média densidade com estrutura de quarteirão, com o máximo de 5 pisos (CMP, 2012c).

A urbanização inclui 4 sectores (PD1, PD2, PD3 e PD4). Os sectores PD2 e PD3 serão habitacionais e os primeiros a ser construídos, prevendo-se que estejam concluídos e habitados em 2017. Os sectores PD1 e PD4 serão para serviços, comércio e indústrias e prevê-se que estejam concluídos em 2020. As características dos vários sectores são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Características dos quatro sectores da urbanização de Palha Sé (adaptada de CMP (2012c))

Plano Diretor	PD1	PD2	PD3	PD4
Tipologia	Parque Empresaria l da Praia	Habitação Comércio	Habitação Comércio	Serviços Industria
Área de intervenção (ha)	49,7	60	60	53
Área construção para habitação (m ²)	0	115 701	181 476	0
Área construção comercio serviços (m ²)	212 130	0	0	190 236
Área total Implantação (m ²)	233 320	50506	50875	120 834
Área de espaços verde (m ²)	101 067	75 308	272 996	148 439
Áreas de estrutura viária e pedonal (m ²)	139 251	227745	56299	148 439
Área de Implantação de Equipamento (m ²)	0	164 444	52 229	0
Habitantes (unidade)	Flutuante	3 294	5 796	Flutuante

3.3.2 Caracterização paisagística e biofísica

A zona de intervenção desenvolve-se numa zona de baixa altitude, junto ao mar, pelo que estão presentes materiais aluvionares de granulometria menor, dado o processo erosivo que estes materiais sofreram no seu percurso desde as áreas de declive superior até à zona de praia.

Do ponto de vista da geomorfologia, a área de intervenção é dominada pelo Pico de São Domingos, principal acidente fisiográfico da região, mas a maior parte da área é caracterizada por declives muito pouco acentuados, inferiores a 5%, e por pequenos planaltos caracterizada a hipsometria da zona de intervenção é marcada pela fisiografia já descrita, variando o intervalo hipsométrico com mais expressão entre os 90 e os 153 m dado que abrange toda a área de intervenção. Existem festos ou talvegues pouco pronunciados, sendo particularmente difíceis de identificar no local, dada a sua fraca expressão (CMP, 2012a).

A zona de intervenção enquadra-se num clima semiárido/tropical seco, caracterizado por duas estações uma seca e outra húmida, sendo que a primeira ocorre sensivelmente de dezembro a junho e a segunda de agosto a outubro. A temperatura média situa-se entre os 25 e os 27° C nos meses mais quentes (agosto e setembro) e 22 a 24° C nos meses mais frios (janeiro e fevereiro) (CMP, 2012a).

A nível hidrológico, a área é caracterizada por ter uma pluviosidade média anual de 265 mm e uma elevada evapotranspiração potencial. Ao longo do ano a precipitação está concentrada entre julho a outubro, sendo mais frequente em agosto e setembro, e costuma ser muito

intensa e irregular. A zona de intervenção tem um alto nível de permeabilidade, apresentando uma boa infiltração quando chove. A maior parte do escoamento que não infiltra, acaba por ser descarregada no mar, pois não existem infraestruturas para a retenção de escoamento pluvial na cidade da Praia.

3.4 Caracterização do Aeroporto Internacional da Praia “Nelson Mandela”

O Aeroporto Internacional da Praia Nelson Mandela (Figura 3.3), substituiu em 23 de outubro de 2005 o antigo aeroporto Francisco Mendes, situado a cerca de 3 km a nordeste do centro da cidade da Praia. Foi o primeiro aeroporto a ser construído e certificado depois da independência, tendo tido um impacto significativo no sistema de transportes e na dinamização das atividades económica, turística, comercial e de negócios em Santiago e em Cabo Verde.



Figura 3.3: Aeroporto Internacional da Praia “Nelson Mandela” com as áreas atuais (0) e áreas de expansão (0) (adaptada de google.pt/maps).

Com uma pista de 2 100 metros é um aeroporto de Classe 4D, de acordo com a classificação da International Civil Aviation Organization (ICAO), recebendo voos internacionais procedentes da Europa, América do Sul, América do Norte e África, além dos voos domésticos provenientes de todas as ilhas de Cabo Verde, que lhe permite receber aeronaves de médio porte (B737 e B757, da fabricante Boeing, e A310 e A320 da fabricante Airbus). Está a uma altitude de 94 m ao nível do mar.

Neste momento, estão a decorrer obras de ampliação do aeroporto, que contempla a construção de um novo piso em cima do atual e um novo edifício que se prolongará até à zona do atual parque de estacionamento (Figuras 3.4 e 3.5). A ampliação incluirá mais placas de estacionamento de aeronaves, entre outras obras, de modo a dotar o aeroporto maior capacidade, aumentando assim o tráfico de passageiros (de 400 para 1000 passageiros hora), a área de estacionamento de aeronaves de 5 para 10 e o prolongamento da pista em 500 m. (<http://www.inforpress.publ.cv>).

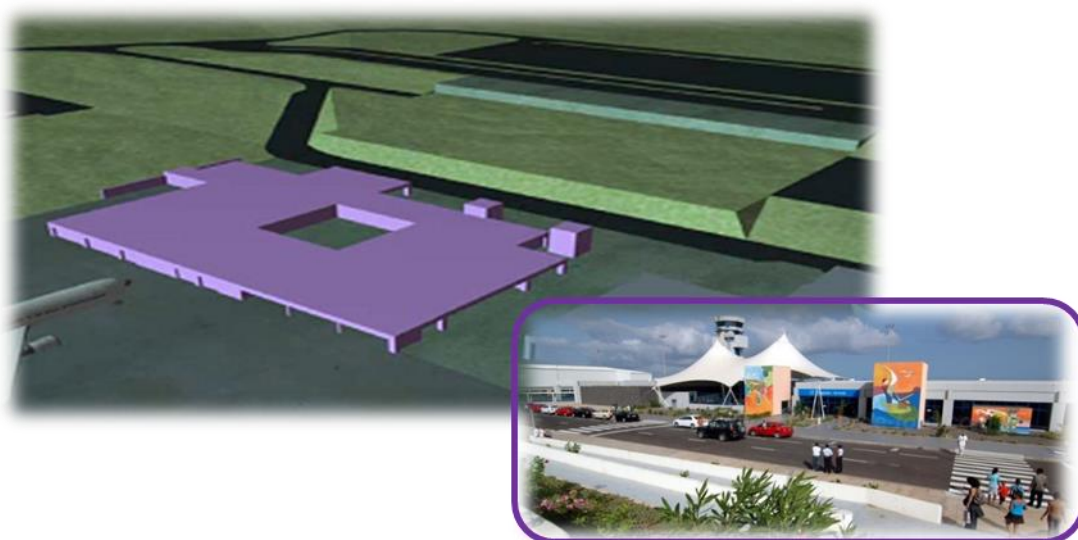


Figura 3.4: Atual terminal do Aeroporto Internacional da Praia “Nelson Mandela” (adaptada de Martins, 2009)

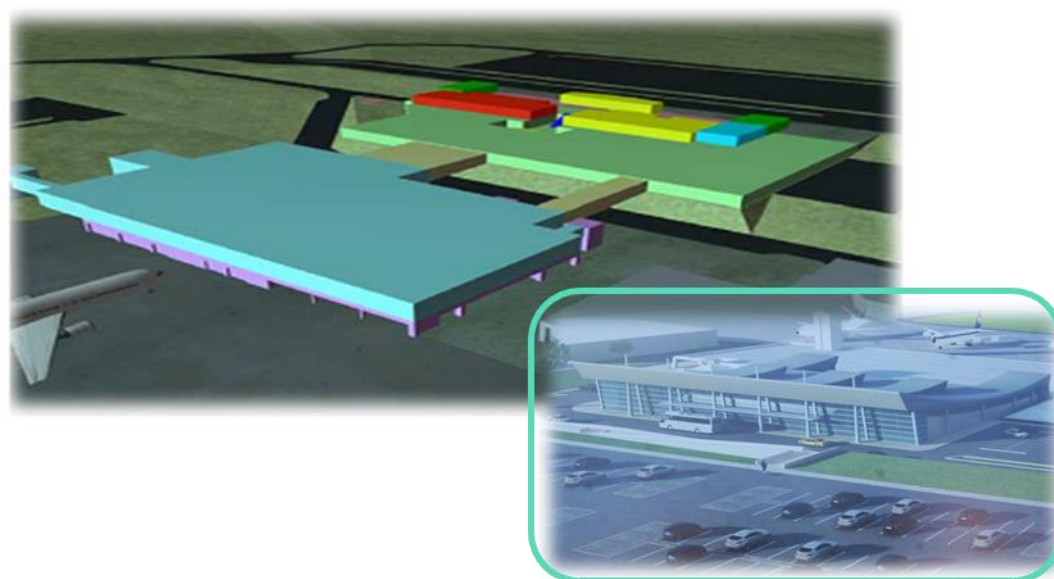


Figura 3.5: Futuro terminal do Aeroporto Internacional da Praia “Nelson Mandela” (adaptada de Martins, 2009)

3.5 Proposta de Solução para o Tratamento e Reutilização das Águas Residuais da Urbanização de Palha Sé

A urbanização de Palha Sé está a cerca de 3,15 km da zona mais próxima habitada da cidade da Praia (Figuras 3.6), onde também se localiza a rede de drenagem mais próxima. A recolha e transporte das AR desde a urbanização até à rede de drenagem mais próxima acarretaria a construção de um novo emissário de ligação, que depois as conduziria até à ETAR de Palmarejo (localizada a 7,30 km da urbanização). Esta obra não está prevista nos planos de infraestruturização de sistemas de saneamento e teria custos elevada dada a distância entre a urbanização e a caixa de visita mais próxima. No entanto, a ETAR de Palmarejo apresenta capacidade para tratar os efluentes de Palha Sé, visto que foi dimensionada para um caudal medio de 8 000 m³/d e um caudal de ponta de 14 000 m³/d. Contudo, de acordo com Canaragua (2012), o sistema apresentava, em 2009, um caudal medio de apenas 333 m³/h e de ponta de apenas 583 m³/h. No mesmo estudo prevê que, em 2010, o caudal médio possa atingir 1500 m³/h funcionando cerca de 19 % da capacidade. Esta circunstância está associada com a dificuldade na ligação de redes domiciliárias à rede de drenagem municipal.

A urbanização apresenta extensas áreas de zonas verdes, arruamentos, passeios e outras áreas pavimentadas, que serão regadas ou lavadas com uma frequência que varia entre 3 vezes por semana (rega) e 2 a 3 vezes por mês (lavagens). A utilização de ART para estas utilizações poderia levar a poupanças consideráveis em volume de água potável, e em custos, para os residentes de Palha Sé.

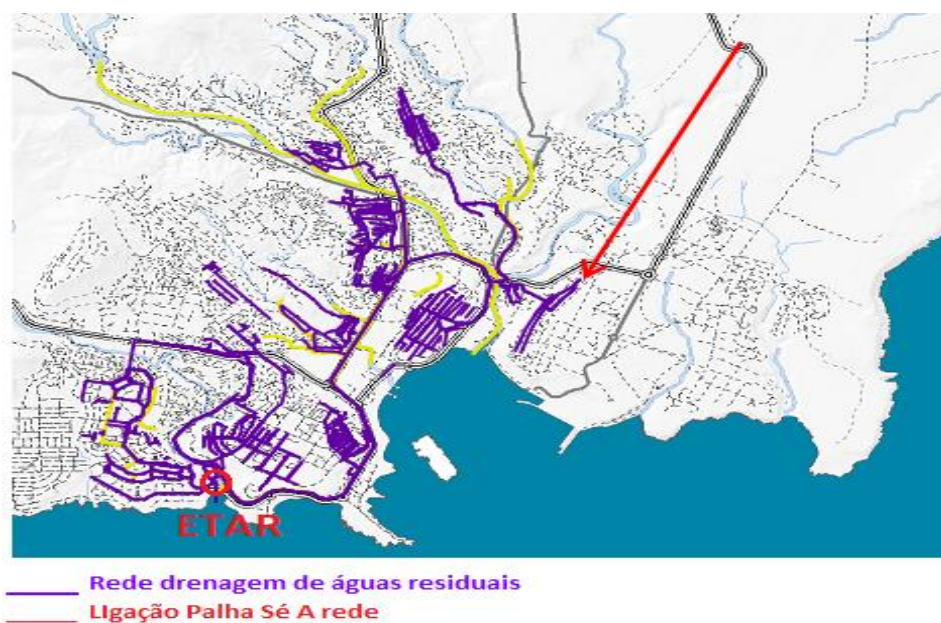


Figura 3.6: Rede de esgotos (magenta) e drenagem pluvial (Adaptado,CMP,2013)

Por outro lado, o Aeroporto Internacional da Praia (Figuras 1.4, 3.3 e 3.4) dista cerca de 200 m da urbanização e tem consumos de água elevados (cerca de 4 800 m³/mês, de acordo com fontes da Direção do Aeroporto), grande parte utilizada para a rega de espaços verdes, lavagem de aeronaves, equipamentos e viaturas e lavagem de pistas, arruamentos, passeios, pavilhões e outras áreas pavimentadas. A utilização de ART da urbanização para estas utilizações poderia levar a poupanças consideráveis em volume de água potável, e em custos, para o aeroporto.

A cerca de 2 km da urbanização existe um vale com potencial para aproveitamento agrícola localizado em Sto. Tomé (Figura 1.5). Este vale poderia também beneficiar das ART da urbanização para, no futuro, desenvolver atividades agrícolas, florestais ou com plantas ornamentais.

O PENAS (MFP, 2013) aponta para que o consumo de água para atividades não potáveis seja feito com águas pluviais recuperadas e ART. Assim, considerando as orientações do PENAS, os serviços de águas e saneamento em Cabo Verde vão ter melhorias significativas ao nível da infraestruturação, podendo disponibilizar ART em quantidade e qualidade compatíveis com a sua utilização para diferente usos, e sabendo que, neste momento, estão a ser produzidos documentos para regular a recolha, drenagem, tratamento e reutilização de AR, equacionou-se uma solução para o tratamento e reutilização da ART da urbanização de Palha Sé, que incluiria as seguintes infraestruturas:

- ETAR com tratamento secundário e de afinação, de acordo com os requisitos de qualidade das utilizações;
- Reservatório de armazenamento de ART para satisfazer as solicitações;
- Rede para abastecimento de ART desde o reservatório até à urbanização de Palha Sé e ao aeroporto;
- Sistema de by-pass para descarga dos excedentes de caudal não utilizado.

Após consulta de plantas cotadas e informação cartográfica existentes e de visita ao local em agosto de 2015, considerou-se que a ETAR poderia ser localizada num pequeno planalto (Figura 3.7), com uma área de aproximadamente 800 m², que dista 500 m da urbanização e 1,5 km do aeroporto, que se desenvolve entre as cotas 115 m e 117 m, ficando o aeroporto à cota 94 m e a urbanização entre as cotas 100 m e 150 m. A distribuição de ART para o aeroporto seria predominantemente gravítica, enquanto para a urbanização necessitaria de um sistema elevatório ligado a bocas de rega para possibilitarem a rega de espaços verde e a lavagem de arruamentos, viaturas, equipamentos e zonas pavimentadas.

A ETAR deverá considerar um tratamento preliminar, com gradagem, desarenação e medição de caudal, um tratamento primário, por decantação, e um tratamento secundário biológico,

por lamas ativadas ou leitos percoladores, tal como também é sugerido no PENAS. O tratamento preliminar poderá ainda integrar uma etapa de desengorduramento e seletor de areias, caso haja produção de óleos e gorduras em atividades dos sectores PD1 e PD4, o que não é previsto atualmente.

O sistema de lamas ativadas pode incluir um tanque de média carga e poderá ser dimensionado para remoção de azoto e fósforo. Um sistema alternativo de leitos percoladores por alta carga pode também ser dimensionado para a remoção de nutrientes. Estes nutrientes são indesejáveis para aplicações urbanas e industriais, mas são necessários para a rega, pelo que a sua remoção poderá, numa fase inicial, ficar confinada só ao que o tratamento secundário pode remover, deixando-se a possibilidade de uma maior redução para um tratamento de afinação posterior.

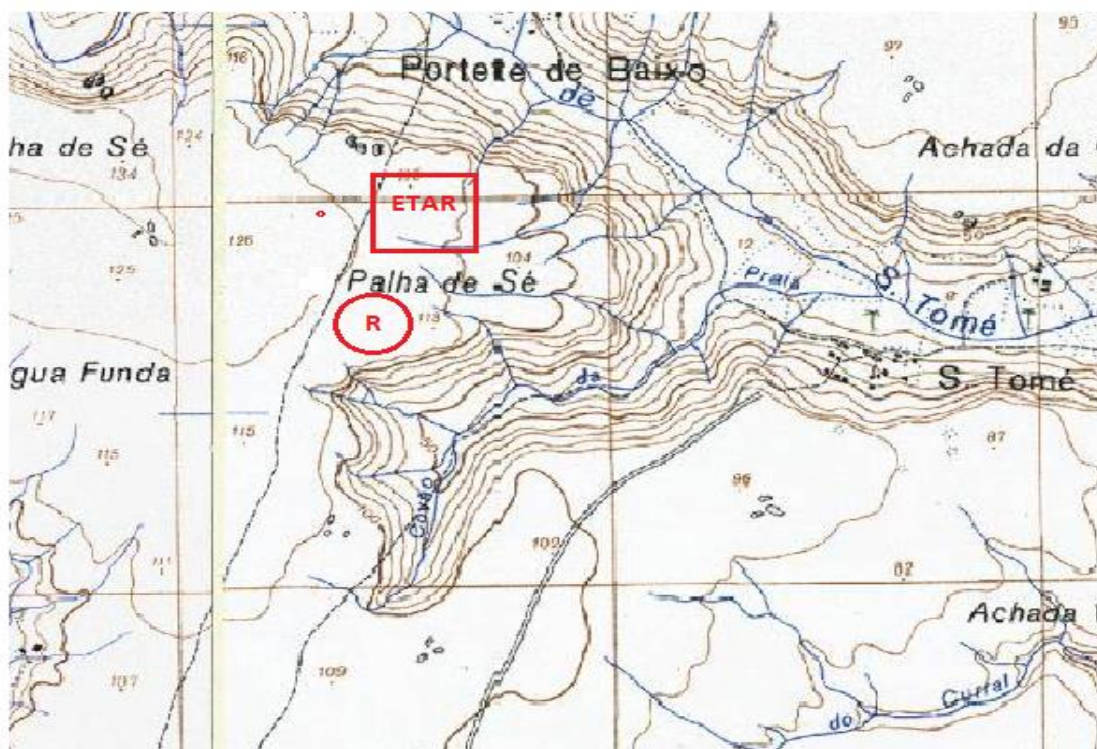


Figura 3.7: Localização proposta para a ETAR e reservatório de ART

Para satisfazer as aplicações urbanas não potáveis e a rega poderá ser necessário reduzir mais as concentrações de alguns compostos (ver Tabelas 2.11, 2.12 e 2.15), podendo ser adotado um sistema de filtração (por filtro de areia ou membrana de microfiltração), que só poderá ser adequadamente selecionado após a verificação da qualidade da ART produzida, e um sistema de desinfecção, por exemplo, por radiação ultra violeta.

As lamas produzidas no tratamento das AR poderão ser valorizadas como fertilizante agrícola, estando, neste momento, a ser produzida legislação específica para a gestão de lamas de ETAR. Estas lamas poderiam ser escoadas para a vale com potencial agrícola de Sto. Tomé.

Como qualquer solução de engenharia associada a sistemas de saneamento de AR, terá de ser equacionado um by-pass para o sistema, para o caso de haver necessidade de intervenção na ETAR ou atrasos no escoamento das ART. A solução mais adequada seria a instalação de um emissário até ao mar ou ligação à rede de drenagem existe na cidade da Paia, que são obras onerosas. Em alternativa, poderá ser utilizada, como solução de descarga de emergência, a fossa séptica atualmente em construção na urbanização.

No Capítulo 4 será feito um pré-dimensionamento de duas soluções de tratamento alternativas para a linha líquida, incluindo o tratamento preliminar, primário e secundário, que poderá servir de base para um projeto futuro de uma ETAR para Palha Sé. O tratamento de lamas não foi pré-dimensionado porque este trabalho não abrange a fase sólida.

Para o dimensionamento do reservatório de armazenamento, será necessário contabilizar todas as oportunidades de reutilização e estimar os consumos diários por tipologia de utilização. Posteriormente, será necessário construir um diagrama de consumos em função das solicitações (volume de saída) e cruzar a informação com o volume de ART aduzido diariamente ao reservatório (este volume será calculado no Capítulo 4, a partir da população servida em Palha Sé). Finalmente, calcula-se o volume de regularização e de acréscimo, tal como se faz para um reservatório de abastecimento público.

O volume operacional do reservatório deverá garantir volumes para compensar a flutuação de solicitações horárias ao longo do dia e de dia para dia, permitir o bom funcionamento das redes de distribuição e a regularização do funcionamento de bombagens, garantir o equilíbrio de cargas piezométricas e permitir reservas para emergências. O reservatório deverá ainda ter um volume morto, cerca de 10% do volume operacional, para permitir a decantação de matéria sólida da ART (Marecos do Monte e Albuquerque, 2010). O reservatório não foi dimensionado por não ser matéria considerada no âmbito desta dissertação.

Capítulo 4. Pré-dimensionamento de Soluções de Tratamento para as Águas Residuais de Palha Sé (Praia, Cabo Verde)

4.1 Soluções Equacionadas para o Tratamento das Águas Residuais

As soluções tecnológicas para o tratamento das AR de Palha Sé foram selecionadas tendo em atenção as orientações do PENAS (MFP, 2013), que aponta claramente para a adoção de sistemas de lamas ativadas e também a possibilidade de serem utilizados filtros biológicos, bem como as características das AR produzidas, evolução da população no tempo, características do terreno para localização da ETAR e possibilidade de reutilização.

Neste sentido, entendeu-se que, dada a dimensão da população esperada para a urbanização, a necessidade de preparar a ETAR para a implementação de um tratamento de afinação posteriori, os custos de investimento e de exploração, a disponibilidade de área junto à urbanização e pontos de reutilização de ART, que uma das soluções mais adequadas seria a de lamas ativadas de média carga. Este tipo de tecnologia permitiria também uma maior flexibilidade no caso de ser pretender aumentar a remoção biológica de azoto e fósforo no futuro (Tchobanoglous *et al.*, 2003).

Por outro lado, o desnível verificado na área selecionada para localização da ETAR (ver Figura 3.6) permite também admitir a utilização de uma solução por leitos percoladores de alta carga.

Qualquer das soluções deve incluir um tratamento preliminar, constituído por uma canal de grades, seguido por um canal desarenador e um medidor de caudal do tipo Parshall, e um tratamento primário, constituído por um decantador primário. Para o tratamento secundário serão consideradas duas alternativas, uma constituída por um tanque de lamas ativadas de média carga, outra por um leito percolador de alta carga, ambas a estruturas seguidas de um decantador secundário.

Não se inclui o pré-dimensionamento do tratamento de afinação, que seria ajustado em função dos resultados do Capítulo 5, nem o tratamento de lamas, que sai fora do âmbito deste trabalho. Este pré-dimensionamento é apenas orientativo, uma vez que outras tecnologias

poderiam ser equacionadas para o tratamento secundário (p.e. lagunagem, biodiscos, SBR e reatores de membranas). No entanto, entendeu-se que aqueles processos eram desvantajosos para a área escolhida, porque não parecem adequados às condições de elevada evaporação da ilha e à topografia da zona, e levariam a custos de investimento e exploração elevados.

As soluções equacionadas são apresentadas nas Figura 4.1 e 4.2.

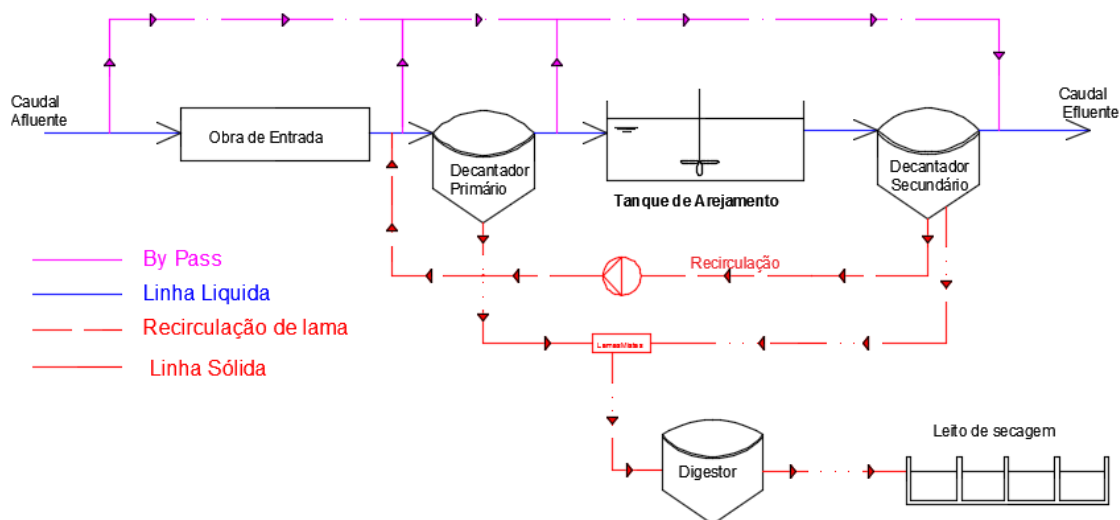


Figura 4.1: Solução de lamas ativadas

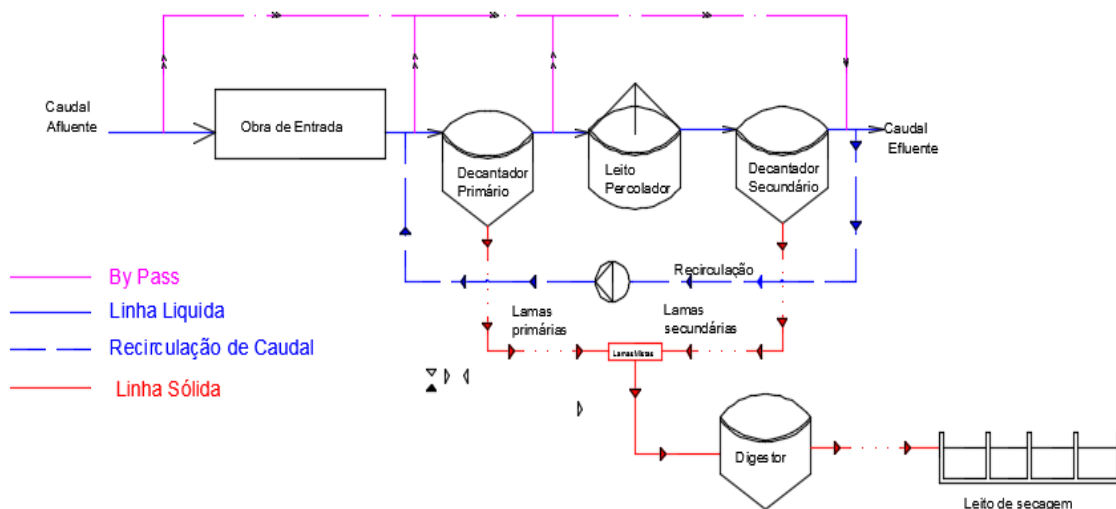


Figura 4.2 : Solução de leitos percoladores

As operações e processos de cada solução serão dimensionadas tendo em atenção os seguintes valores: 25 mg/L para a CBO₅, 35 mg/L para SST, 15 mg/L para NT e 10 mg/L para PT. Tratam-se de valores compatíveis com os limite de descarga previstos no Decreto-Lei N° 152/97, mas também com utilização para lavagens e rega.

As soluções serão dimensionadas para um horizonte de projeto (HP) de 30 anos. Considerou-se o ano inicial como 2017 e o ano HP como 2047. Em alguns casos, poderá haver uma verificação de valores para um ano intermédio, de 2030.

4.2 Dados de Base

4.2.1 Evolução da população, capitações e fator de ponta horário

A população inicial foi retirada do Plano de Pormenor da urbanização de Palha Sé (CMP, 2011), tendo a sua taxa de crescimento sido estimada a partir das populações dos anos 1990, 2000 e 2010 da cidade da Praia, retiradas dos respetivos censos (INE, 1990, 2000, 2010). A taxa de crescimento calculada foi de 3,28% e foi utilizada para estimar a população para os anos futuro (Tabela 4.1). Além da população fixa (residente) haverá uma população flutuante crescente para o ano HP, devido à existência de uma zona para comércio, indústria e serviços de alojamento temporário. Este valor foi estimado, tendo em atenção a percepção de crescimento de atividades nos sectores PD1 e PD4.

As capitações de consumo de água fora adaptadas dos valores sugeridos no PENAS (MFP, 2013) e confirmadas junto de entidades gestoras na Praia (empresa ELECTRA). Considerou-se um valor superior ao máximo considerado no PENAS, que é de 90 L/habitantes.dia, porque se entendeu que haverá mais gastos de água com rega de espaços verdes e lavagens de áreas pavimentadas, além das fugas. Os fatores de ponta horários foram estimados a partir da Eq. (4.1) que foi retirada do Decreto Regulamentar N° 23/95. Os resultados são apresentados na Tabela 4.1.

$$1.5 + \frac{60}{\text{SORT}(\text{População})} \quad (4.1)$$

Tabela 4.1: Evolução da população, capitações de água e fatores de ponta horários para a urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047

Ano	Pop. residente (hab.)	Pop. flutuante (hab.)	Pop. total (hab.)	Capitações (L/hab.dia)	Fator de ponta
2017	9 090	0	9 090	90	2,13
2032	13 563	200	13 763	100	2,01
2047	20 237	500	20 737	110	1,92

4.2.2 Evolução de caudais

Os caudais médio diário e de ponta horário foram estimados através das Eq. (4.2) e (4.3) (Tabela 4.2). Os primeiros destinam-se ao dimensionamento de processos de tratamento (órgãos do tratamento secundário), enquanto os segundos se destinam ao dimensionamento de operações de tratamento (órgãos dos tratamentos preliminar e primário).

$$Q_m = \text{Pop} \times \text{Cap} \times \text{CR} \times 10^{-3} \quad (4.2)$$

Sendo, Q_m : caudal médio diário (m^3/d), Pop: população (habitantes), Cap: capitação de águas de consumo (L/(hab.dia)) e CR: coeficiente de drenagem de águas residuais (0,8).

$$Q_p = Q_m \times fp \quad (4.3)$$

Sendo, Q_p : caudal de ponta horária (m^3/h), Q_m : caudal médio (m^3/d), fp: factor de ponta.

Tabela 4.2: Evolução de caudais produzidos urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047

Parâmetro	2017	2030	2047
Q_m (m^3/d)	654,5	1101,0	1824,8
Q_p (m^3/h)	58,1	92,3	145,7

4.2.3 Evolução de cargas mássicas e de concentrações de poluentes

As cargas mássicas e concentrações de poluentes foram calculados para os parâmetros CBO_5 , CQO, SST, NT e PT, utilizando as cargas mássicas publicadas em Albuquerque (2008), e através das Eq. (4.4) e (4.5). Os resultados apresentam-se na Tabela 4.3.

$$CM_i = \text{Pop} \times \text{Cap}_{mi} \quad (4.4)$$

Sendo, CM_i : carga mássica do poluente i (g/d), Pop: população (habitantes) e Cap_{mi} : capitação mássica respeitante ao poluente i (g/(hab.dia)).

$$C_i = \frac{CM_{mi}}{Q_m} \quad (4.5)$$

Sendo, C_i : concentração do poluente i (g/m^3), CM_i : carga mássica do poluente i (g/d) e Q_m : caudal médio (m^3/d).

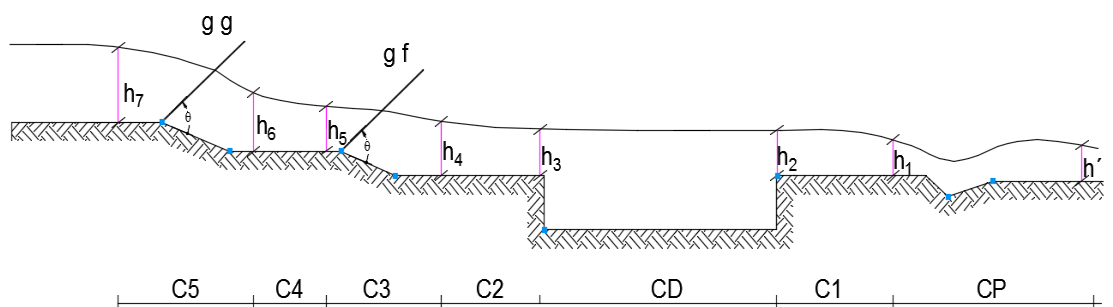
Tabela 4.3: Evolução de cargas poluentes produzidos na urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047

Parâmetros	Cap _{mi} (g/(hab.dia)) ¹⁾	CM _i (g/d)		C _i (g/m ³)	
		2017	2047	2017	2047
CBO ₅	60	545 400	1 244 191	833,3	681,8
CQO	100	909 000	2 073 652	1388,9	1136,4
SST	80	727 200	1 658 922	1111,1	909,1
NT	20	181 800	414 730	277,8	227,3
PT	4	36 360	82 946	55,6	45,5

¹⁾ Retirado de Albuquerque (2008)

4.3 Tratamento Preliminar

O tratamento preliminar para as duas soluções foi equacionado com ilustrado na Figura 4.3, tendo o dimensionamento sido feito de trás para a frente, como sugerido em Albuquerque (2008).



gg- grade grossa, gf- grade fina, θ - Inclinação da grade, h_i- altura do escoamento no ponto i, CD- desarenador

Figura 4.3: Representação esquemática para o tratamento preliminar

4.3.2 Canal Parshall

O canal Parshall serve para medir o nível e determinar o caudal afluyente à ETAR, bem como para controlar a velocidade a montante no desarenador. Foi dimensionado com base nos caudais máximos e mínimos afluentes e de acordo com as formulações apresentadas no ponto I.1 do Anexo I. Com base nos dados de caudal, seleccionou-se um canal Parshall de 6 polegadas (estrangulamento de 152,2 mm). Com a respetiva equação de vazão estimaram-se as alturas

de água a montante e jusante, bem como os parâmetros operacionais. Os resultados são apresentados nas Tabelas 4.4 e 4.5, que representam as variáveis apresentadas no ponto I.1 do Anexo I.

Tabela 4.4: Caudal máximo e mínimo entre 2017 e 2047

Parâmetro	(m ³ /s)
Caudal máximo (caudal de ponta de 2047)	0,092
Caudal mínimo (caudal médio de 2017)	0,012

Tabela 4.5: Parâmetros operacionais para o canal Parshall

b		Limite de Q (m ³ /s)		Constantes da Formula Q = K x h u		Limites de h (m)		Limite de h'/h	L (mm)
Polgadas	(mm)	Mín	Máx	K	u	Mín	Máx		
6 "	152,4	1,5x10 ⁻³	1,1x10 ⁻¹	0,3812	1,6	0,03	0,45	0,6	0.4

A partir das alturas iniciais, máxima e mínima, que são as do ponto h1 na Figura 4.3, determinaram-se as alturas no ponto h2, perdas de cargas (Δh) e velocidades de escoamento (V_0) ao longo do canal (Tabela 4.6).

Tabela 4.6: Parâmetros operacionais para os pontos h1 e h2

Parâmetro	Formulário do Anexo I	2017	2047
h_1 (m)	[i. 1.1]	0,083	0,242
h' (m)	[I. 3.4]	0,050	0,145
$V_{0.1}$ (m/s)	[I. 3.6]	0,226	0,418
Δh (m)	[I. 3.10]	3,753E-4	5,637E-4
h_2 (m)	[I. 3.1]	0,084	0,243
$V_{0.2}$ (m/s)	[I. 3.6]	0,226	0,417
Δh_{2-3} (m)	[I. 3.10]	1,90E-3	2,83E-3

4.3.3 Canal desarenador

O canal desarenador serve para remover areias e foi dimensionado para um escoamento horizontal e gravítico, com base nos caudais máximos e mínimos entre 2017 e 2047. Utilizaram-se as formulações e critérios apresentados no ponto I.2 do Anexo I.

Considerou-se uma secção retangular e foram estimados os seguintes parâmetros entre os pontos h1 e h4 da Figura 4.3: velocidade horizontal (V_0), velocidade de sedimentação (V_s), tempo de retenção hidráulico (TRH) e dimensões do canal e da caixa de areias. Admitiu-se

uma velocidade de sedimentação inicial de 0,02 m/s e a limpeza da caixa da areia com um intervalo de dois dias. Os resultados são apresentados nas Tabelas 4.7 e 4.10, que representam as variáveis apresentadas no ponto I.2 do Anexo I.

Tabela 4.7: Parâmetros de cálculo para o desarenador gravítico

Parâmetro	Formulário	Valores
$V_0 = V_s$ (m/s)	[*]	0,02
C_{Ar} (l/1000 m ³ de água residual)	[*]	60
N°_{lim}	[*]	2
CD (m)	[I. 2.2]	5

[*] Valores admitidos, dentro dos intervalos dos critérios de dimensionamento (Anexo I)

Tabela 4.8: Parâmetros operacionais para o desarenador gravítico

Parâmetro	Formulário	2017	2047
CH (m ³ /m ² .dia)	[I. 2.3]	0,004	327,240
V_{sed} (máx) (m/s)		0,004	0,011

Tabela 4.9: Parâmetros geométrico do desarenador

Parâmetro	Formulário	2017	2047
V_{areia} (máx) (L)	[I. 2.4]	39,27	209,85
V_{ef} (m ³)	[I. 2.5]	0,420	
h_c (m)	[I. 2.5]	0,207	

Tabela 4.10: Parâmetros operacionais para os pontos h3 e h4

Parâmetro	Formulário	2017	2047
h_3 (m/s)	[I. 3.1]	0,085	0,246
$V_{0.3}$ (m/s)	[I. 3.6]	0,222	0,411
Δh_{3-4} (m)	[I. 3.10]	$3,53E^{-4}$	$5,39,4E^{-4}$
h_4 (m)	[I. 3.1]	0,086	0,247
$VO_{4,}$ (m/s)	[I. 3.6]	0,222	0,409

4.3.4 Canal de grades

O canal de grades serve para remover sólidos grosseiros e foi dimensionado para um escoamento horizontal e remoção gravítica, com base nos caudais máximos e mínimos entre 2017 e 2047. Utilizaram-se as formulações e critérios apresentados no ponto I.3 do Anexo I.

Dimensionamento do canal para a grade fina

Admitiu-se uma espessura (t) de 0,005 m e um espaçamento (a) de 0,02 m para a grade fina. Determinou-se o número de barras necessárias (n_{gf}), área útil (A_u), velocidade de atravessamento (V_p), altura a montante da grade (h_5 , limpa) e perda de carga (Δh). Assumindo a possibilidade de colmatagem de 50%, determinou-se posteriormente a área útil (A'_u), velocidade de atravessamento (V_p), altura crítica (h_c) da grade colmatada, altura conjugada (h^*), a altura a montante da grade colmatada (h_5 , colmatada) e respetiva perda de carga.

Os resultados são apresentados nas Tabelas 4.11 e 4.12, que representam as variáveis apresentadas no ponto I.2 do Anexo I.

Tabela 4.11: Parâmetros operacionais para a grade fina (limpa)

Parâmetro	Formulário	2017	2047
n_{gf}	[I.3.11]	17	
$A_{u\ gf}$ (m ²)	[I.3.12]	0,03	0,0790
$V_{p\ gf}$ (m ³ /s)	[I.3.14]	0,28	0,512
h_5 (m)	[I.3.1]	0,086	0,25
$V_{0.5}$ (m/s)	[I.3.6]	0,219	0,406
Δh_{4-5} (m)	[I.3.14]	$1E^{-3}$	$2,23E^{-3}$

Dimensionamento do canal para a grade grossa

O dimensionamento foi similar ao efetuado para a grade fina, mas utilizou-se uma espessura (t) de 0,01 m e um espaçamento (a) de 0,08 m para a grade grossa. Os resultados são apresentados nas Tabelas 4.13 e 4.14.

Tabela 4.12: Parâmetros operacionais para a grade fina (colmatada)

Parâmetro	Formulário	2017	2047
$A'_{u\ gf}$ (m ²)	[I.3.13]	0,0137	0,040
$h_{c\ g}$ (m)	[I.3.18]	0,033	0,101
$h^*_{4,gf\ col}$ (m)	[I.3.16]	0,010	0,029
$V_{0.4}$ (m)	[I.3.6]	1,940	3,453
$\Delta h_{4-5, col}$ (m)	[I.3.14]	$1.91E^{-2}$	$6,48E^{-2}$
h_5 (m/s)	[I.3.1]	0,22	0,64
$V_{0.5}$ (m/s)	[I.3.6]	0,086	0,159

Tabela 4.13: Parâmetros operacionais para a grade grossa (limpa)

Parâmetro	Formulário	2017	2047
n_{gg}	[I. 3.11]	6	
Au_{ggl} (m ²)	[I. 3.12]	0,029	0,085
$V_{p\ ggl}$ (m ³ /s)	[I. 3.14]	0,260	0,477
h_6 (m)	[I.3.1]	0,086	0,25
$V_{0.6}$ (m/s)	[I. 3.6]	0,221	0,405
Δh_{5-6} (m)	[I. 3.14]	6,082E ⁻⁴	1,386E ⁻³
h_7 (m/s)	[I.3.1]	0,086	0,25
$V_{0.7}$ (m/s)	[I. 3.6]	0,220	0,403

Tabela 4.14: Parâmetros operacionais para a grade grossa (colmatada)

Parâmetro	Formulário	2017	2047
$A'_{u\ gf}$ (m ²)	[I. 3.13]	0,0146	0,042
$h_{c\ gf}$ (m)	[I. 3.18]	0,033	0,101
$h^*_{6, gf\ col}$ (m)	[I. 3.16]	0,0098	0,0287
$V^*_{0.6}$ (m)	[I. 3.6]	1,924	3,522
$\Delta h_{6-7, col}$ (m)	[I. 3.14]	1.649E ⁻²	5,483E ⁻²
h_7 (m/s)	[I.3.1]	0,22	0,72
$V_{0.7}$ (m/s)	[I. 3.6]	0,088	0,141

4.4 Tratamento Primário

4.4.2 Decantador primário

Considerou-se um decantador primário para as duas soluções do tipo gravítico e com raspador de fundo mecanizado. Servirá para remover sólidos em suspensão que não foram removidos no tratamento preliminar e foi dimensionado para um de escoamento vertical e remoção gravítica, com base nos caudais máximos e mínimos entre 2017 e 2047. Utilizaram-se as formulações e critérios apresentados no ponto I.4 do Anexo I.

Os caudais de recirculação serão os mesmos admitidos no tratamento biológico (ver Figuras 4.1 e 4.2), pelo que será necessário dimensionar dois decantadores, um para cada solução, de acordo com as razões de recirculação, caudais máximos afluentes e caudais totais afluentes em cada solução.

Solução de leitos percoladores

Inicialmente, admitiu-se a CH, TRH e o diâmetro da chaminé (D_0), tendo posteriormente sido calculadas as características geométricas e operacionais do decantador, nomeadamente: a área útil (A_u), área da chaminé (A_0), área total (A_t), diâmetro do decantador (D_D), volume do decantador, bem como as alturas e volumes das zonas tronco-cónica e cilíndrica.

Para a determinação das características geométricas e hidráulicas da caleira foi admitido que esta seria em betão armado, com uma inclinação de 0,5%. Adotou-se um valor inicial da altura de água e posteriormente determinou-se a sua largura da caleira (L_{cal}) pela expressão de Chezy. Admitiram-se descarregadores do tipo triangular para a descarga do caudal. Os critérios e formulações utilizadas constam do ponto I.4 do Anexo I.

Os resultados são apresentados na Tabelas 4.15 a 4.19.

Tabela 4.15: Parâmetros geométricos para o decantador primário – solução de leitos percoladores

Parâmetro	Formulário	Valor
CH (m ³ /m ² *h)	[*]	2
TR (h)	[*]	1,5
D0 (m)	[*]	0,9
□ (m)	[*]	3,0
BL (m)	[*]	0,26
A _u (m ²)	[I. 4.1]	72,87
A0 (m ²)	[I. 4.2]	0,64
A _t (m ²)	[I. 4.3]	73,50
DD (m)	[I. 4.2]	9,7
VD (m ³)	[I. 4.4]	218,60
h ₂ (m)	[I. 4.5]	0,25
h ₁ (m)	[I. 4.8]	2,90
HT (m)	[I. 4.9]	3,40
V ₂ (m ³)	[I. 4.6]	6,2
V ₁ (m ³)	[I. 4.7]	212,4

[*] Valores admitidos, dentro dos intervalos dos critérios de dimensionamento (Anexo I)

Tabela 4.16: Caudais de recirculação para o decantador primário - solução de leitos percoladores

Parâmetro	Formulário	2017	2047
R (m ³ /h)	[I. 4.13]	5,0	0,5
Q _R (m ³ /h)	[I. 4.14]	136,35	38,02
Q _{MA} (m ³ /h)	[I. 4.15]	194,42	145,73
Q _{TA} (m ³ /h)	[I. 4.16]	163,62	114,05

Tabela 4.17: Verificação de CH e TRH para o decantador primário - solução de leitos percoladores

	CH [m ³ /m ² *h]		TRH [h]	
	Qm	Qp	Qm	Qp
2017	2,25	2,67	1,34	1,12
2047	1,57	2,00	1,92	1,50

Tabela 4.18: Características da caleira para o decantador primário - solução de leitos percoladores

Parâmetro	Formulário	Valor
l (%)	[*]	0,5
K _b (m ^{1/2} /s)	[*]	0,15
Q _{ma,0} (m ³ /s)	[I. 4.17]	0,0540
h _{cal} (m)	[*]	0,10
L _{cal} (h _{cal} =0,1) (m)	[I. 4.17]	0,10

[*] Valores admitidos, dentro dos intervalos dos critérios de dimensionamento (Anexo I)

Tabela 4.19: Características dos descarregadores para o decantador primário - solução de leitos percoladores

Parâmetro	Formulário	Valor
θ (°C)	[*]	60
h _{max} (m)	[*]	0,04
Q _{m max} (m ³ /s)	[I. 4.22]	0,000269
N ^o _{desc}	[I. 4.23]	202
Q _{U min} (m ³ /s)	[I. 4.24]	0,00027
h _{min} (m)	[I. 4.22]	0,040
L _{Des} (m)	[I. 4.25]	0,060
a (m)	[I. 4.25]	0,090
Perímetro (m)	[I. 4.26]	30,3

[*] Valores admitidos, dentro dos intervalos dos critérios de dimensionamento (Anexo I)

Solução de lamas ativadas

O dimensionamento do decantador primário para esta solução foi similar ao efetuado na solução de leitos percoladores. Os resultados são apresentados na Tabelas 4.20 a 4.24.

Tabela 4.20: Parâmetros geométricos para o decantador primário - solução de lamas ativadas

Parâmetro	Formulário	Valor
CH (m ³ /m ² *h)	[*]	3,5
TR (h)	[*]	1
D0 (m)	[*]	0,9
α (m)	[*]	3
BL (m)	[*]	0,23
A _u (m ²)	[I. 4.1]	41,64
A0 (m ²)	[I. 4.2]	0,64
At (m ²)	[I. 4.3]	42,27
DD (m)	[I. 4.2]	7,3
VD (m ³)	[I. 4.4]	145,73
h2 (m)	[I. 4.5]	0,18
h1 (m)	[I. 4.8]	3,40
HT (m)	[I. 4.9]	3,80
V2 (m ³)	[I. 4.6]	2,58
V1 (m ³)	[I. 4.7]	143,15

[*] Valores admitidos, dentro dos intervalos dos critérios de dimensionamento (Anexo I)

Tabela 4.21: Caudais de recirculação para o decantador primário - solução de lamas ativadas

Parâmetro	Formulário	2017	2047
R (m ³ /h)	[I. 4.11]	1	0,5
Q _R (m ³ /h)	[I. 4.12]	27,27	38,02
Q _{MA} (m ³ /h)	[I. 4.13]	85,34	145,73
Q _{TA} (m ³ /h)	[I. 4.14]	54,54	114,05

Tabela 4.22: Verificação de CH e TRH para o decantador primário - solução de lamas ativadas

	CH [m ³ /m ² *h]		TRH [h]	
	Qm	Qp	Qm	Qp
2017	1,31	2,05	2,67	1,71
2047	2,74	3,50	1,28	1,00

Tabela 4.23: Características da caleira para o decantador primário - solução de lamas ativadas

Parâmetro	Formulário	Valor
l (%)	[*]	0,5
K _b (m ^{1/2} /s)	[*]	0,15
Q _{ma,0} (m ³ /s)	[I. 3.6]	0,0405
h _{cal} (m)	[*]	0,10
L _{cal} (h _{cal} =0,1) (m)	[I. 3.6]	0,44

[*] Valores admitidos, dentro dos intervalos dos critérios de dimensionamento (Anexo I)

Tabela 4.24: Características dos descarregadores para o decantador primário - solução de lamas ativadas

Parâmetro	Formulário	Valor
θ (°C)	[*]	60
h_{max} (m)	[*]	0,04
$Q_{m_{max}}$ (m ³ /s)	[I. 4.19]	0,000269
N°_{desc} (UN)	[I. 4.20]	151
$Q_{u_{min}}$ (m ³ /s)	[I. 4.20]	0,00027
h_{min} (m)	[I. 3.5]	0,04
L_{Des} (m)	[I. 4.21]	0,061
a (m)	[I. 4.21]	0,092
Perímetro (m)	[I. 4.22]	23

[*] Valores admitidos, dentro dos intervalos dos critérios de dimensionamento (Anexo I)

4.5 Tratamento Secundário

4.5.2 Leito percolador

O leito percolador serve para remover matéria orgânica coloidal, azoto e fósforo, que não foram removidos nos tratamentos preliminar e primário e foi dimensionado para uma tipologia de alta carga, com base nos caudais médios máximo e mínimo entre 2017 e 2047. Utilizaram-se as formulações e critérios apresentados no ponto I.5 do Anexo I.

Os caudais de recirculação são os mesmos admitidos no tratamento primário (ver Tabela 4.16). Inicialmente, admitiu-se uma CH e uma altura para o leito, tendo posteriormente sido calculadas as características geométricas e operacionais do decantador, nomeadamente: a área útil (A_u), área da chaminé (A_0), área total (A_t), diâmetro (D_{LP}) e volume útil (V_u). Finalmente, foram verificadas a CH, carga orgânica superficial (COS) e carga orgânica volumica (COV), de acordo com os critérios apresentado no ponto I.5 do Anexo I-

Os resultados são apresentados na Tabelas 4.25 e 4.26.

Tabela 4.25: Características geométricas para o leito percolador

Parâmetro	Formulário	Valor
CH (m ³ /m ² .dia)	[*]	2
D_0 (m)	[*]	1,5
$A_{u_{ef}}$ (m ²)	[I. 4.1]	109,96
A_0 (m ²)	[[I. 4.2]	3,14
$A_{T_{ef}}$ (m ²)	[I. 4.3]	113,10
$D_{LP_{ef}}$ (m)		12
V_u (m ³)	[I. 4.4]	330

[*] Valores admitidos, dentro dos intervalos dos critérios de dimensionamento (Anexo I)

Tabela 4.26: Parâmetros operacionais para o leito percolador.

Parâmetro	Formulário	2017	2047
COV (kg/ m ³ .dia)	[I. 5.6]	1,37	2,70
COS (kg/ m ² .dia)	[I. 5.7]	4,10	8,10
CH _{QTA} (m ³ /m ² .dia)	[I. 5.8]	1,49	1,04
CH _{QMA} (m ³ /m ² .d)	[I. 5.8]	1,8	1,0

O decantador secundário é igual ao decantador primário (ver Tabelas 4.15 a 4.19).

4.5.3 Lamas ativadas

O tanque de lamas ativadas serve para remover matéria orgânica coloidal, azoto e fósforo que não foram removidos nos tratamentos preliminar e primário e foi dimensionado para uma tipologia de média carga, com base nos caudais médios máximo e mínimo entre 2017 e 2047. Utilizaram-se as formulações e critérios apresentados no ponto I.6 do Anexo I.

Os caudais de recirculação são os mesmos admitidos no tratamento primário (ver Tabela 4.21). Inicialmente, fez-se um balanço de massa com base nos caudais e concentrações de SST e CBO₅, por forma a estimar as cargas mássicas deste parâmetros à entrada do decantador primário, entrada do tanque de arejamento, linha de recirculação e saída do decantador secundário (Tabela 4.27). O rendimento de remoção de CBO₅ e SST no decantador primário foi de 30% e 70%, repetidamente.

Admitiu-se um valor inicial para F/M (0,43 kg CBO₅/kg MLVSS.dia), para os SSV no tanque (MLVSS = 2,4 kg/m³) e para os SSV na linha de recirculação (MLVSS = 10 kg/m³). A partir destes dados estimou-se o volume do tanque, fator de carga orgânica volúmica (Fv), TRH, razão F/M, necessidades de oxigénio para remoção de matéria orgânica e azoto, características do sistema de arejamento, quantidade de lamas para purga e idade de lamas. Os resultados são apresentados na Tabela 4.28.

Tabela 4.27: Cargas mássicas e concentrações de CBO5 e SST à entrada do tanque de arejamento

Parâmetro	Formulário	2017	2047
CM CBO5 ₂ (kg/d)	[I. 6.2]	381,8	870,9
CM SST ₂ (kg/d)	[I. 6.2]	218,2	497,7
CM SSV ₂ (kg/d)	[I. 6.2]	122,7	279,9
CM SS In ₂ (kg/d)	[I. 6.3]	95,4	217,7
CBO5 ₂ (kg/m ³)	[1.6.4]	583,3	477,3
SST ₂ (kg/m ³)	[1.6.4]	333,3	272,7
SSV ₂ (kg/m ³)	[1.6.4]	187,5	153,4
SS In ₂ (kg/m ³)	[1.6.4]	145,8	119,3
Q _R (m ³ /d)	[I. 6.5]	654,5	912,3
Q _{AT} (m ³ /d)	[I. 6.5]	1309,5	2737,2
CM CBO5 _{5 R} (kg/d)	[I. 6.7]	16,4	22,8
CMSST _R (kg/d)	[I. 6.7]	22,9	31,9
CMSSV _R (kg/d)	[I. 6.7]	18,3	25,5
CM CBO5 ₍₃₎ (kg/d)	[I. 6.8]	398,1	893,7
CM SST ₍₃₎ (kg/d)	[I. 6.8]	277,4,0	612,6
CM SSV ₍₃₎ (kg/d)	[I. 6.8]	161,5	352,1
CM SS In ₍₃₎ (kg/d)	[I. 6.8]	115,9	260,4
CBO5 ₍₃₎ (kg/d)	[1.6.4]	7300	7836,4

Tabela 4.28: Parâmetros operacionais para o tanque de arejamento

Parâmetro	Formulário	2017	2047
PAS (Horas)	[I.6.15]	11,27	12,52
X (Kg/m ³)	[*]	2,4	
a' (g O2/g CBO5 removida)	[*]	0,57	
b' (g O2/g MLVSS oxidado.dia)	[*]	0,06	
a (g MLVSS/g CBO5 removida)	[*]	0,5	
b (g MLVSS/g MLVSS.dia)	[*]	0,07	
CAS (Kg o ₂ /kw)	[*]	2	
η (%)	[*]	80	
P (Kg/m ³)	[*]	1025	
PMS (%)	[*]	0,02	
V _{TA} (m ³)	[I. 6.10]	866	
O _R (kg O2/h)	[I. 6.14]	23,7	42,8
P (kg O2/h)	[I. 6.16]	14,8	26,7
PEA (w/m ³)	[I. 6.17]	17,1	30,9
Le (Kg.SSV/d)	[I. 6.18]	168,8	560,4
Qw (m ³ /dia)	[I. 6.19]	823,6	2733,5
θ _c (dias)	[I. 6.20]	12,3	3,7

[*] Valores admitidos, dentro dos intervalos dos critérios de dimensionamento (Anexo I)

Admitiu-se um tanque de planta retangular com caleira ao longo da sua largura (L_{TA}) e descarregadores triangulares nas caleiras de entrada e saída. Com base nos critérios geométricos do ponto I.6 do Anexo I, determinou-se a largura (L_{TA}), comprimento (C_{TA}), área (A_S) e a altura total (H_T), que se apresentam na Tabela 4.29.

Tabela 4.29: Características geométricas para o tanque de arejamento

Parâmetro	Formulário	Valor
Numero de taques	[*]	2
BL (m)	[*]	0,4
he (m)	[*]	3
L_{TA} (m)	[I. 6.22]	12,2
C_{TA} (m)	[I. 6.24]	24,3
A_S (m ²)	[I. 6.23]	288,8
H_T (m)	[I. 4.9]	3,4

[*] Valores admitidos, dentro dos intervalos dos critérios de dimensionamento (Anexo I)

Capítulo 5. Avaliação da Viabilidade de Reutilização de Águas Residuais de Palha Sé (Praia, Cabo Verde)

5.1 Oportunidades de Reutilização de Águas Residuais Tratadas

A reutilização de ART da ETAR da Palha Sé pode ser uma boa oportunidade para se utilizar uma origem alternativa de água para atividades de rega, lavagens e alimentação de autoclismos e urinóis no aeroporto e na própria urbanização, trazendo, não só benefícios ambientais inerentes à conservação de origens de água natural, como também elevados benefícios financeiros associados à não utilização de água potável para aquelas utilizações.

Os volumes de ART produzidos na ETAR variam entre 654,5 m³/d (no ano de arranque em 2017) e 1825 m³/d (no ano de 2047), tal como estimado no capítulo 4. Este volume de ART pode ser armazenado diariamente num reservatório para ser utilizado em função das solicitações de várias oportunidades de reutilização.

Identificaram-se dois pontos onde a ART pode ser reutilizada: o Aeroporto Internacional da Praia e a urbanização de Palha Sé, que ficam muito próximas do ponto escolhido para a localização da ETAR e do reservatório de armazenamento (Figura 5.1). Neste ponto, apresentam-se as principais oportunidades de reutilização identificadas após visita ao local e contacto com as entidades responsáveis pela administração do aeroporto e da urbanização. No ponto 5.2. estima-se a poupança em termos de volume de água potável devido à introdução de práticas de reutilização de ART e no ponto 5.3. a respetiva poupança em termos de custos.

5.1.1 Oportunidades de reutilização de ART no Aeroporto Internacional da Praia

No aeroporto identificaram-se as seguintes oportunidades para reutilização de ART:

- Alimentação de autoclismos de retrete e urinóis;
- Lavagem de aeronaves, veículos de apoio e equipamentos;
- Rega de espaços verdes;

- Alimentação de veículos de bombeiros, para simulação de combate a incêndios;
- Lavagem de pistas, passeios, áreas de estacionamento de aeronaves, arruamentos (internos e externos), parques de estacionamento, pavilhões de passageiros e serviços e áreas de apoio.

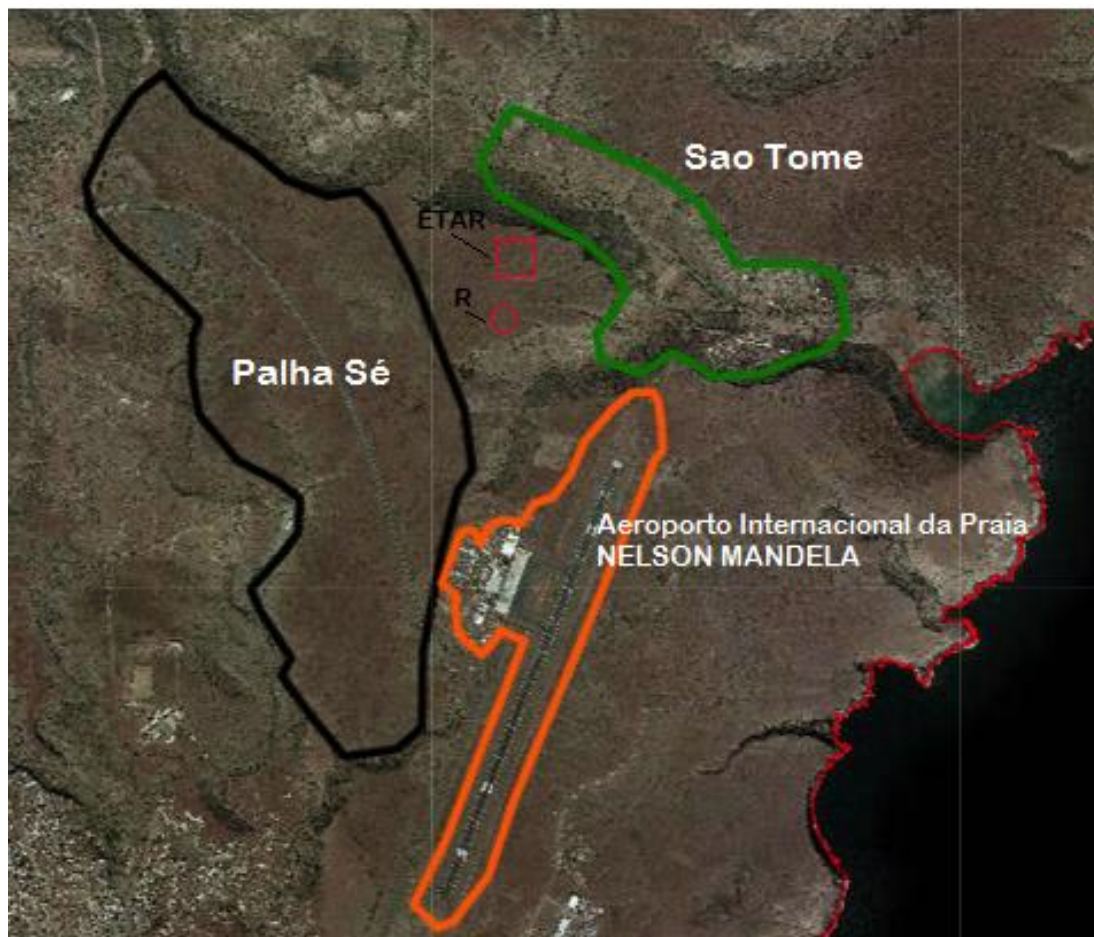


Figura 5.1: Localização prevista para a ETAR e reservatório e áreas que podem receber ART (Adaptado do Google maps)

De acordo com dados fornecidos pela entidade gestora do aeroporto (ASA, 2012), o consumo de água aumentou de 24% de 2011 para 2012, o que se refletiu num custo anual que consumiu 5% do orçamento da empresa (Figura 5.2). De acordo com informações da direção do aeroporto, o gasto médio de água em 2014 foi de 4800 m³/mês (cerca de 160 m³/dia), o que, tendo em atenção que o aeroporto paga à entidade gestora uma tarifa de 937\$00/m³, resulta num custo anual a rodar os 60 000 contos em ECV (cerca de 544 144 €). Acresce-se que se estima que cerca de 78% do gasto de água potável é feito em utilizações que não requerem água potável (Figura 5.3).

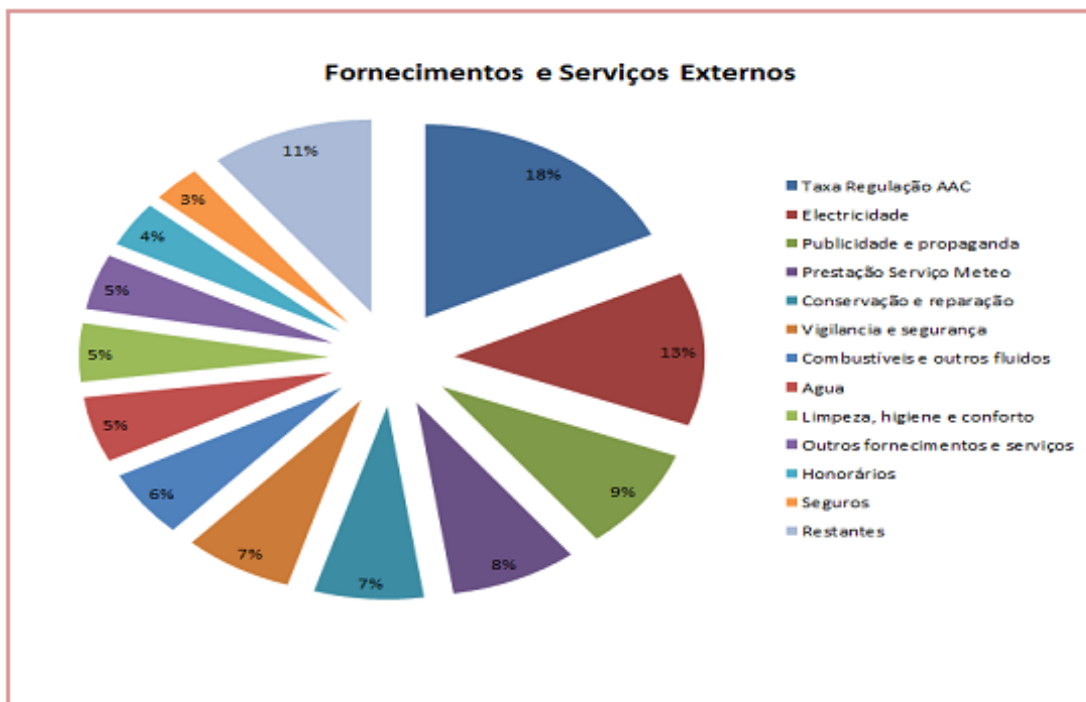


Figura 5.2: Gastos para diferentes serviços no aeroporto da Praia (ASA, 2012)

A água para fins potáveis deve ser utilizada para consumo humano, restauração, lavatórios e abastecimento de aeronaves. A água para lavagens de espaços e equipamentos, rega de espaços verdes, simulações de combate a incêndios e recarga de autoclismos e urinóis pode perfeitamente ser de origem em ART, desde que se respeitem os critérios de qualidade apresentados nas Tabelas 2.10, 2.11, 2.12 e 2.15 e em publicações da especialidade (p.e. Asano *et al.*, 2007; Mareco do Monte e Albuquerque, 2010).

Alimentação de autoclismos de retrete e urinóis

Para estimativa da água a consumir entre 2017 e 2047 em descargas de autoclismos e urinóis foi necessário estimar o número de utilizadores o aeroporto naquele período. Os valores foram calculados tendo em atenção o crescimento previsto, entre 400 e 1000 utentes/hora, e o tempo médio de funcionamento do aeroporto (18 horas) e apresentam-se na Tabela 5.1. A este valor adicionaram-se os funcionários do aeroporto e de empresas que lá operam, bem como dos acompanhantes que podem utilizar o aeroporto durante algumas horas.

Para calcular o consumo de água atribuído a descargas de autoclismos e urinóis foi utilizada uma capitação entre 12 L/utilizador.dia (para 2017 e 2030) e 10 L/utilizador.dia (para 2047), valores sugeridos por Tchobanoglous *et al.* (2003) e na ETA 701 da ANQIP (2009). Admitiu-se que irá haver redução na capitação no futuro devido a medidas de poupança e uso eficiente da água.

Os volumes diários de água que se espera venham a ser consumidos para atividades potáveis e não potáveis são apresentadas na Tabela 5.1. A capitação de água total considerada para os utentes foi de 40 L/utente.dia, valor mínimo considerado no PENAS (MFP, 2013), tendo em atenção que não há gastos de água com banhos, bidés e máquinas de lavar roupa.

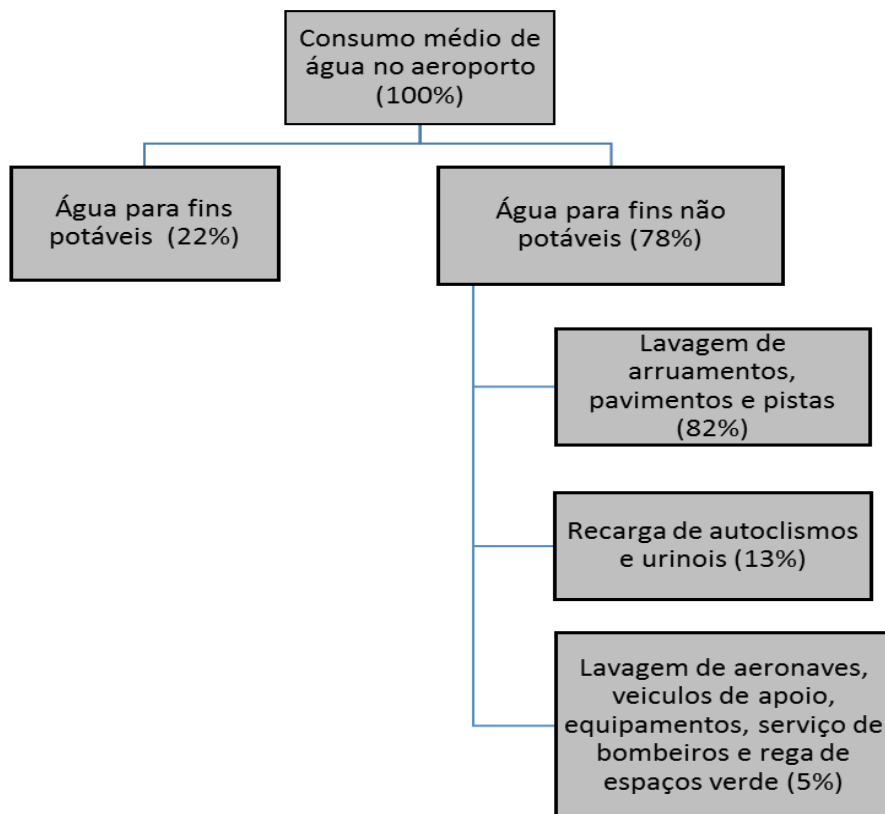


Figura 5.3: Tipologia de consumo de água no aeroporto da Praia para diferentes atividades

Assim, os consumos de água para usos que não necessitam de água potável representam cerca de 32,1%, 31,6% e 26,3% do consumo total de água a utilizar pelos utentes para os anos 2017, 2030 e 2047, respetivamente.

Tabela 5.1: Estimativa da evolução dos utentes e consumos de água no aeroporto da Praia entre 2017 e 2047

Designação	2017	2030	2047
Utilizadores do aeroporto (Nº utentes/hora) ¹⁾	73	127	181
Utilizadores do aeroporto (Nº utentes/dia) ²⁾	1451	2477	3503
Capitação de águas (L/utente.d) ³⁾	40	40	40
Capitação de águas, excluído a da alimentação de autoclismos e urinóis, (L/utente.d) ⁴⁾	28	28	30
Volume de água total consumida (m ³ /d)	59,8	101,5	142,6
Volume de água consumida para recarga de autoclismos e urinóis (m ³ /d)	19,2	32,1	37,5

¹⁾ Tendo em atenção um tempo de utilização do aeroporto de 19 horas.

²⁾ Tendo em atenção os passageiros, funcionários e acompanhantes, tendo sido considerado um número de funcionários de 150, 200 e 250 para 2017, 2030 e 2047.

³⁾ Tendo em atenção o valor mínimo sugerido pelo PENAS (MFP, 2013).

⁴⁾ Tchobanoglous *et al.* (2003) e ANQIP (2009).

Lavagem de aeronaves, veículos de apoio e equipamentos

Para estimativa do consumo de água relacionado com a lavagem de aeronaves, veículos de apoio e equipamentos foi recolhida informação sobre o número atual e futuro de aeronaves, viaturas e equipamentos de apoio e as frequências de lavagem. O consumo de água para lavagem de veículos, entre 40 e 50 L/veículo.dia, foi retirado de Tchobanoglous *et al.* (2003), e para a lavagem de aeronaves, 45,4 L/minutos durante 2 horas (*i.e.* 5 448 L/lavagem), foi retirado de AVIATOR (2014). Considerou-se que a capitação decresce no tempo devido a medidas de poupança e uso eficiente da água. Os resultados apresentam-se na Tabela 5.2.

Rega de espaços verdes

As áreas de zonas verdes e frequências de rega foram fornecidas pela direção do aeroporto e considera-se que se vão manter no período de estudo. Utilizou-se como taxa de rega um valor entre 1,5 e 2 L/m².dia, que está de acordo com o intervalo sugerido na ETA 701 da ANQIP (2009). Considerou-se que a capitação decresce no tempo devido a medidas de poupança e uso eficiente da água. Os resultados apresentam-se na Tabela 5.2.

Alimentação de veículos de bombeiros para simulação de combate a incêndios

O volume de água utilizada para encher os autotanques dos bombeiros para simulação de combate a incêndio e a frequência de descarga, foram fornecidas pela direção do aeroporto e os valores apresentam-se na Tabela 5.2. São realizados diariamente testes de funcionamento dos equipamentos e das viaturas, onde é consumido menos de 1% da capacidade de reserva de cada veículo (Jeferson *et al.*, 2005).

Lavagem de pistas, passeios, áreas de estacionamento de aeronaves, arruamentos (internos e externos), parques de estacionamento, pavilhões de passageiros e serviços e áreas de apoio.

As áreas de pistas, passeios, áreas de estacionamento de aeronaves, arruamentos (internos e externos), parques de estacionamento, pavilhões de passageiros e serviços e áreas de apoio e frequência de lavagem foram fornecidas pela direção do aeroporto e foram posteriormente confirmadas em plantas do aeroporto (já incluindo a ampliação do aeroporto).

Utilizou-se como taxa de lavagem um valor entre 4 e 5 L/m².dia, que está de acordo com o intervalo sugerido na ETA 701 da ANQIP (2009). Considerou-se que a capitação decresce no tempo devido a medidas de poupança e uso eficiente da água. Os resultados apresentam-se na Tabela 5.2.

Há outras oportunidades para reutilização de ART no aeroporto, como os sistemas de refrigeração e remoção dos efluentes sanitários das aeronaves, que não foram considerados por não ser possível estimar os volumes e frequências utilizadas.

Tabela 5.2: Quantidade de aeronaves, viaturas e equipamentos e áreas para rega e lavagens no aeroporto da Praia entre 2017 e 2047

Designação	Quantidade			Frequência de lavagem
	2017	2030	2047	
Nº de veículos de apoio	11	20	30	1 Vez/semana
Nº de aviões para lavagem	6	10	15	2 Vezes/mês
Área de espaços verdes (m ²) ¹⁾	5 000			3/3 dias
Nº de viaturas para combate a incêndios	3	3	4	6 Vezes/semana
Área de pista (m ²) ²⁾	159 116			1-2 Vezes/mês
Área de passeios, parques, estacionamento de aeronaves e arruamentos (m ²) ²⁾	155 637			2-3 Vezes/mês
Área de pavilhões e edifícios de apoio e serviços (m ²) ²⁾	33 923			2-3 Vezes/semana

¹⁾ 2 L/m².dia (2017), 1,7 L/m².dia (2030) e 1,5 L/m².dia (2047).

²⁾ 5 L/m².dia (2017), 4,5 L/m².dia (2030) e 4 L/m².dia (2047).

5.1.2 Oportunidades de reutilização de ART na urbanização de Palha Sé

Na urbanização de Palha Sé identificaram-se as seguintes oportunidades para reutilização de ART:

- Rega de espaços verdes;
- Lavagem de passeios, áreas de estacionamento, arruamentos e espaços públicos.

Tendo em atenção a população estimada para os 4 sectores da urbanização e as capitações de água previstas para os anos 2017, 2030 e 2047 (ver capítulo 4), o consumo de água potável para todas as atividades seria de 818,1 m³/dia, 1376,3 m³/dia e 2281,1 m³/dia, respetivamente. A água para fins potáveis deve ser utilizada para consumo humano, restauração, indústrias e serviços, mas não para rega e lavagens de pavimentos, ou descarga de retretes ou urinóis, atividades que não necessitam de água da rede.

O volume de água para estas atividades será menor entre 2017 e 2020, uma vez que, neste período, apenas estarão construídos os sectores residências PD2 e PD3. Os 4 sectores estarão em funcionamento simultâneo a partir de 2021. Os volumes de ART contabilizados para 2017, representam só as necessidades de P2 e PD3, enquanto os contabilizados para 2030 e 2047, representam as necessidades dos sectores PD1, PD2, PD3 e PD4.

Rega de espaços verdes

As áreas de zonas verdes e frequência de rega foram fornecidas pelos responsáveis pela urbanização. Utilizou-se como taxa de rega um valor entre 1,5 e 2 L/m².dia, que está de acordo com o intervalo sugerido na ETA 701 da ANQIP (2009). Considerou-se que a captação decresce no tempo devido a medidas de poupança e uso eficiente da água. Os resultados apresentam-se na Tabela 5.3.

Lavagem de passeios, áreas de estacionamento, arruamentos e espaços públicos

As áreas passíveis de lavagem e respetiva frequência foram fornecidas pelos responsáveis de serviços de limpeza pública e da urbanização e foram posteriormente confirmadas em plantas da urbanização. Utilizou-se como taxa de lavagem um valor entre 4 e 5 L/m².dia, que está de acordo com o intervalo sugerido na ETA 701 da ANQIP (2009). Considerou-se que a captação decresce no tempo devido a medidas de poupança e usos eficiente da água. Os resultados apresentam-se na Tabela 5.3.

Há outras oportunidades para reutilização de ART na urbanização, como em sistemas de refrigeração ou caldeiras de aquecimento de indústrias e até em algumas fases do processo produtivo de indústrias e zonas comerciais. Contudo, não foi possível apurar ainda a tipologia de indústria que vai ser instalada, bem como as taxas e frequências a utilizar.

Tabela 5.3: Áreas para rega e lavagens na urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047

Designação	2017 a 2020 (PD2 e PD3)	2021 a 2047 (PD1, PD2, PD3 e PD4)	Frequência de lavagem
Área de espaços verdes (m ²) ¹⁾	348 304	597 810	3/3 dias
Área de passeios, estacionamento, arruamentos e espaços públicos (m ²) ²⁾	284 044	571 734	2-3 vezes/mês

¹⁾ 2 L/m².dia (2017), 1,7 L/m².dia (2030) e 1,5 L/m².dia (2047).

²⁾ 5 L/m².dia (2017), 4,5 L/m².dia (2030) e 4 L/m².dia (2047).

5.2 Volume de Água Poupado com Práticas de Reutilização de Águas Residuais Tratadas

5.2.1 Volume de água poupado no Aeroporto Internacional da Praia

A partir dos dados das Tabelas 5.1 e 5.2 determinaram-se os volumes de água (em caudal médio diário) necessários para satisfazer as descargas de autoclismos e urinóis, lavagem de aeronaves, veículos e equipamentos, rega de espaços verdes e lavagem de arruamentos, pistas, passeios, pavilhões, parques de estacionamento e outras zonas pavimentadas do aeroporto da Praia. A sua variação no tempo é apresentada na Figura 5.3.

O maior consumo de água é para a lavagem de pavimentos em edifícios (entre 28,5% e 38,7%), seguido da lavagem de passeios e arruamentos (entre 28% e 34,9%), lavagem de pistas (entre 16,5% e 19,1%) e alimentação de autoclismos e urinóis (entre 12,9% e 16,9%). A lavagem de aeronaves, rega de espaços verdes e descargas para simulação de combate a incêndios consome entre 1,1% e 2,5%, enquanto a lavagem de veículos de apoio representa apenas 0,1% do consumo de água para fins não potáveis.

Na Figura 5.5 mostra-se a relação entre o caudal de água necessário para atividades não potáveis e o total a consumir no aeroporto para 2017, 2030 e 2047, representando os gastos com atividades não potáveis cerca de 78,5% (2017), 74% (2030) e 67,9% (2047) do total de água a consumir.

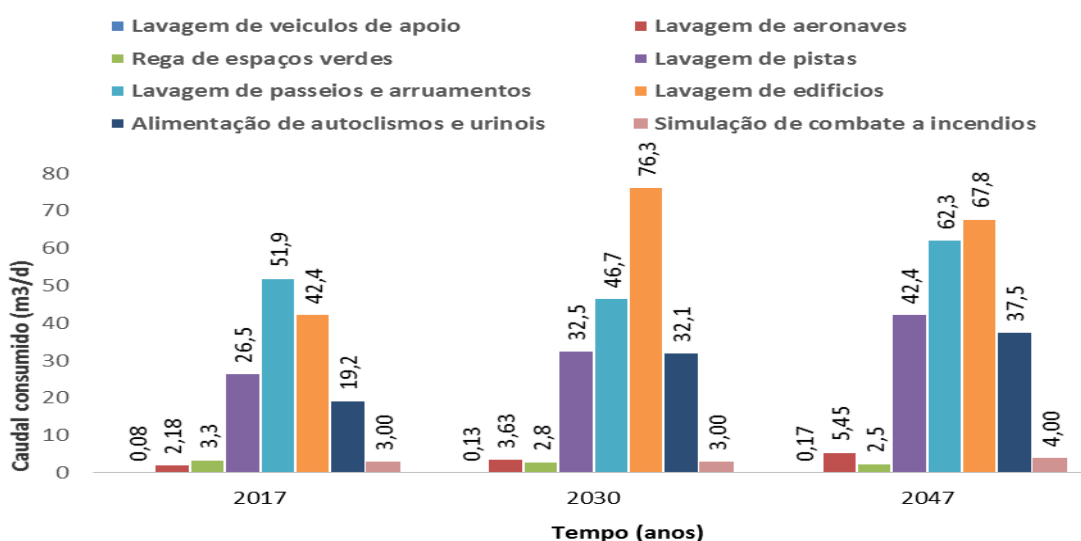


Figura 5.4: Variação do consumo previsível de água no aeroporto da Praia para diferentes atividades ao longo do Tempo

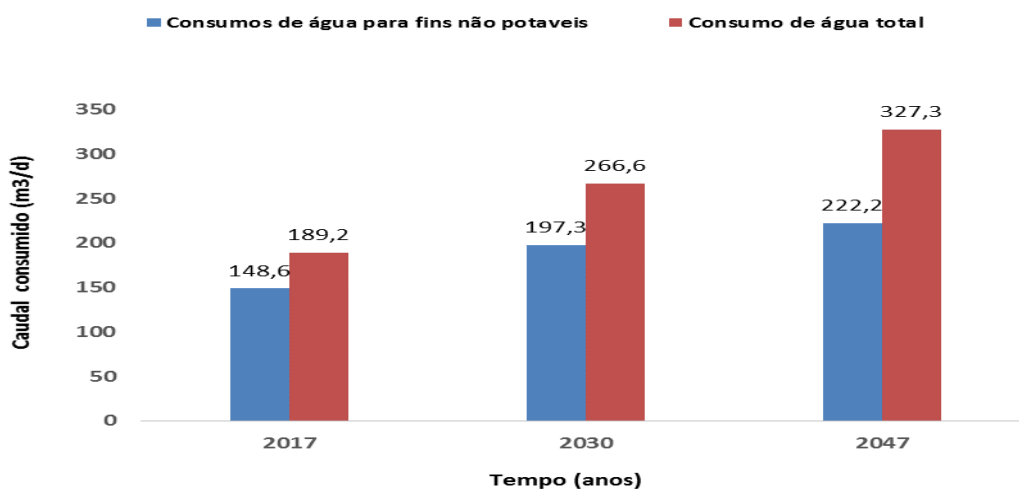


Figura 5.5: Variação do consumo previsível de água no aeroporto da Praia ao longo do tempo

5.2.2 Volume de água poupada na urbanização de Palha Sé

A partir dos dados da Tabela 5.3 determinaram-se os volumes de água (em caudal médio diário) necessários para satisfazer a rega de espaços verdes e a lavagem de arruamentos, passeios, parques de estacionamento e outras zonas públicas pavimentadas da urbanização. A sua variação no tempo é apresentada na Figura 5.6. Neste caso, a necessidade de água para rega assumem maior importância, com uma variação entre 56,7% e 71%, contra as necessidades para lavagens, que representam entre 29% e 43,3% das necessidades de água para fins não potáveis.

A água necessária para usos não potáveis representa cerca de 28,5%, 27% e 18,8% do total de água a utilizar na urbanização (Figura 5.7).

Na primeira fase de construção, até 2020, quando estiverem construídos os sectores PD2 e PD3, a água necessária para rega de espaços verdes será cerca de 3,6 vezes superior em PD3 do que PD2 (valores refletidos em 2017 nas Figuras 5.6 a 5.9). A partir de 2021 as necessidades de água para rega neste sector serão equivalentes às dos outros 3 sectores em conjunto (valores refletidos em 2030 e 2047 nas Figuras 5.6 a 5.9).

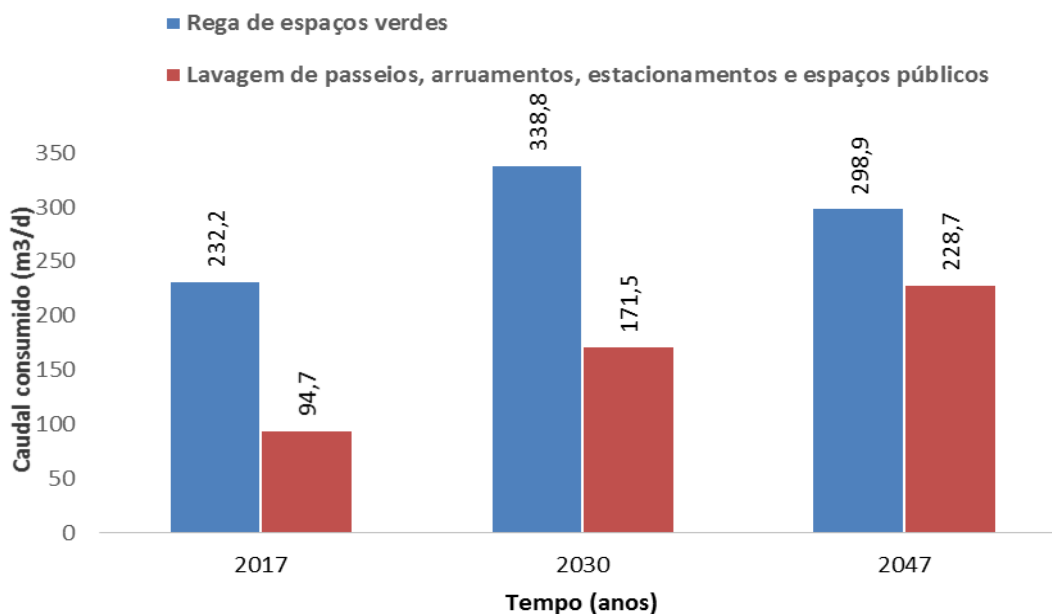


Figura 5.6: Variação do consumo previsível de água na urbanização de Palha Sé para diferentes atividades ao longo do tempo

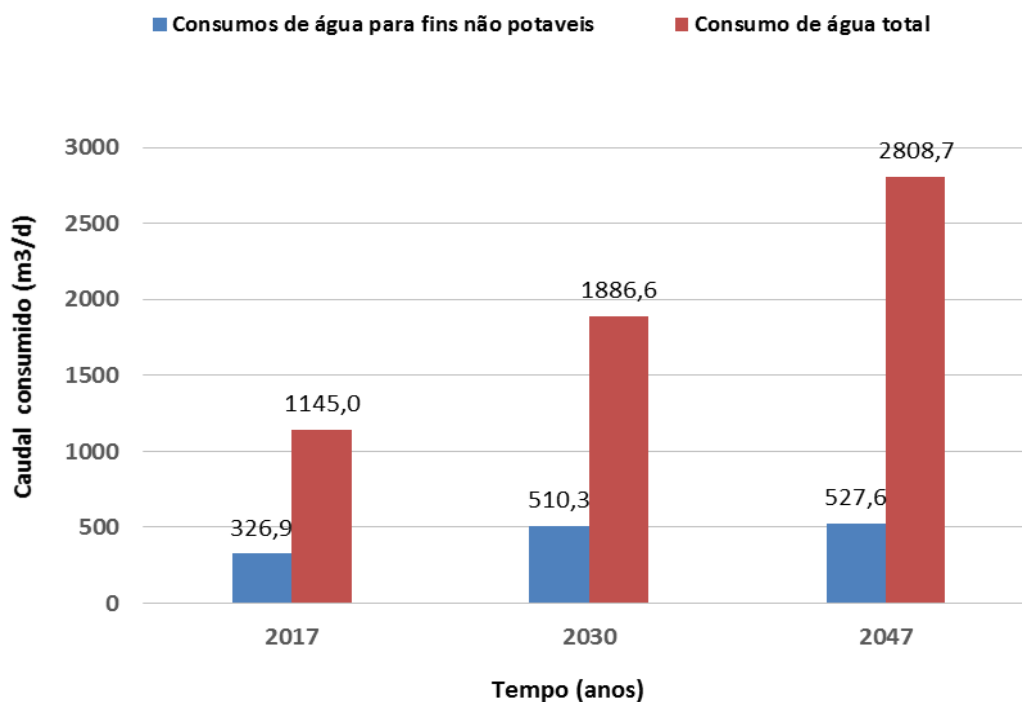


Figura 5.7: Variação do consumo previsível de água na urbanização de Palha Sé ao longo do tempo

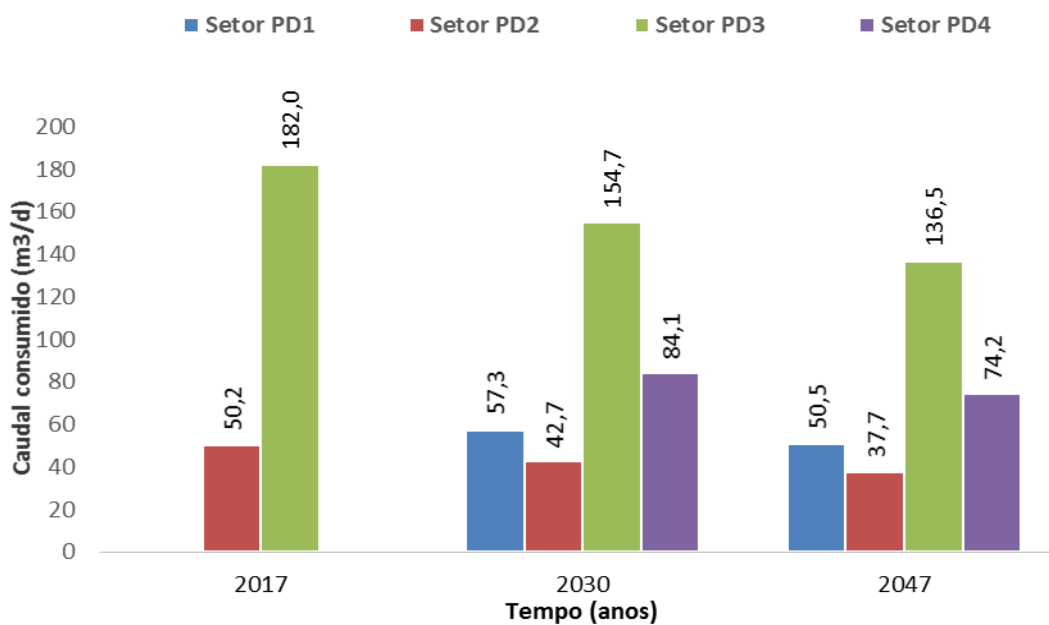


Figura 5.8: Variação do consumo previsível de água para rega nos quatro sectores da urbanização de Palha Sé ao longo do tempo

No que respeita à água necessária para lavagens, as necessidades são superiores no sector PD2, cerca de 4 vezes mais que no sector PD3 até 2020. A partir de 2021 o sector PD2 continuará a absorver cerca de 40% das necessidades de água para lavagens (Figura 5.9).

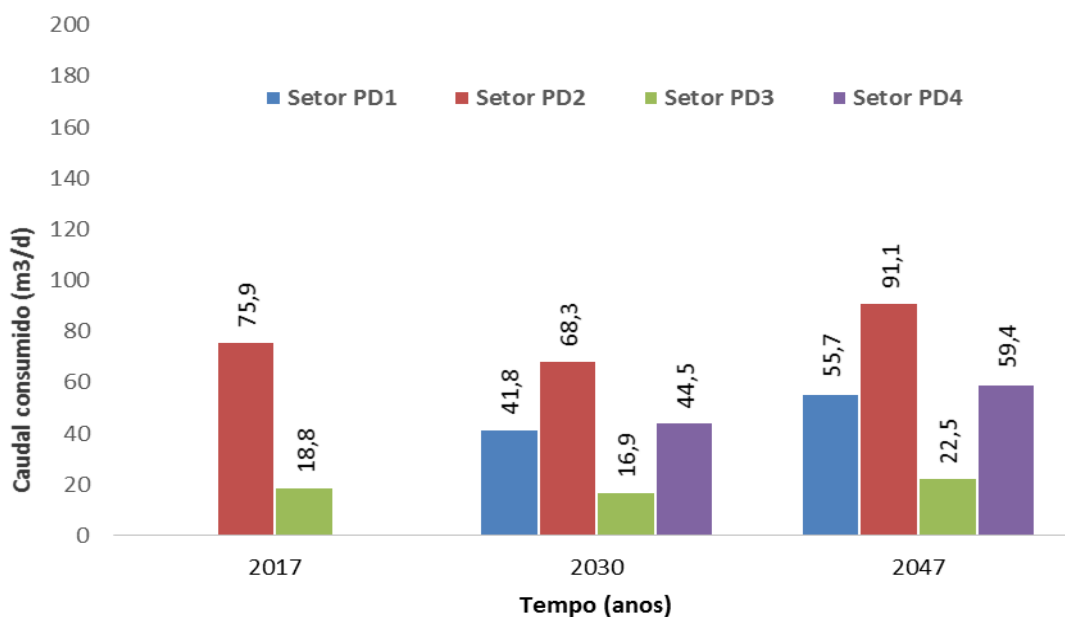


Figura 5.9: Variação do consumo previsível de água para lavagens nos quatro sectores da urbanização de Palha Sé ao longo do tempo

Tendo em atenção o volume de ART produzido na ETAR em 2017, 2030 e 2047 (estimado no Capítulo 4) e as necessidades apuradas para atividades que não necessitam de água potável no aeroporto e na urbanização (estimadas no ponto 5.2), verifica-se que podem ser reutilizados cerca de 475,5 m³/dia (2017), 707,6 m³/dia (2030) e 749,8 m³/dia (2047) de ART que não seriam descarregados no ambiente (Figura 5.10).

Cerca de 70% da ART a reutilizar seria aplicada em atividades não potáveis na urbanização de Palha Sé (mais concretamente 68,7% (2017), 72,1% (2030) e 70,4% (2047)), e maioritariamente para rega de espaços verdes (entre 56,7% (em 2047) e 71% (2017)). No conjunto das aplicações (Tabela 5.4), a rega será o maior utilizador de ART em 2017 (consumiria cerca de 50% das necessidades, contra 45,8% das lavagens), mas, a partir de 2021, com entrada em funcionamento dos sectores PD1 e PD4 em Palha Sé, o consumo será mais elevado para as atividades de lavagens (representam 54,3% a partir de 2021, valores que, na Tabela 5.4, aparecem refletidos nos anos 2030 e 2047).

Assim, sendo a rega e as lavagens os maiores consumidores de ART produzida em Palha Sé (representariam mais de 95% dos gastos de água entre 2017 e 2047), a qualidade da ART teria de ser afinada na ETAR por forma a satisfazer os requisitos de qualidade para estas duas práticas, tal como apresentado nas Tabelas 2.11, 2.12 e 2.15. De acordo com Asano *et al.*

(2007) e Marecos do Monte e Albuquerque (2010), aquela qualidade pode ser obtida com um sistema de filtração (filtro de areia ou membrana de microfiltração), seguido de desinfecção por UV.

A utilização de ART para atividades não potáveis no aeroporto e na urbanização representa 72,7% (2017), 64,3% (2030) e 41,1% (2047) do consumo total de água naqueles empreendimentos, verificando-se ainda uma reserva de 179 m³/dia (2017), 393,5 m³/dia (2030) e 1075,1 m³/dia (2047) de ART. Estes volumes poderiam ser utilizados noutras atividades que necessitem de água não potável, quer no aeroporto, quer na urbanização, quer ainda em atividades de rega agrícola e florestal e para produção de plantas ornamentais que poderiam desenvolver-se num vale com apetência agrícola, localizado em São Tomé (ver Figura 1.5).

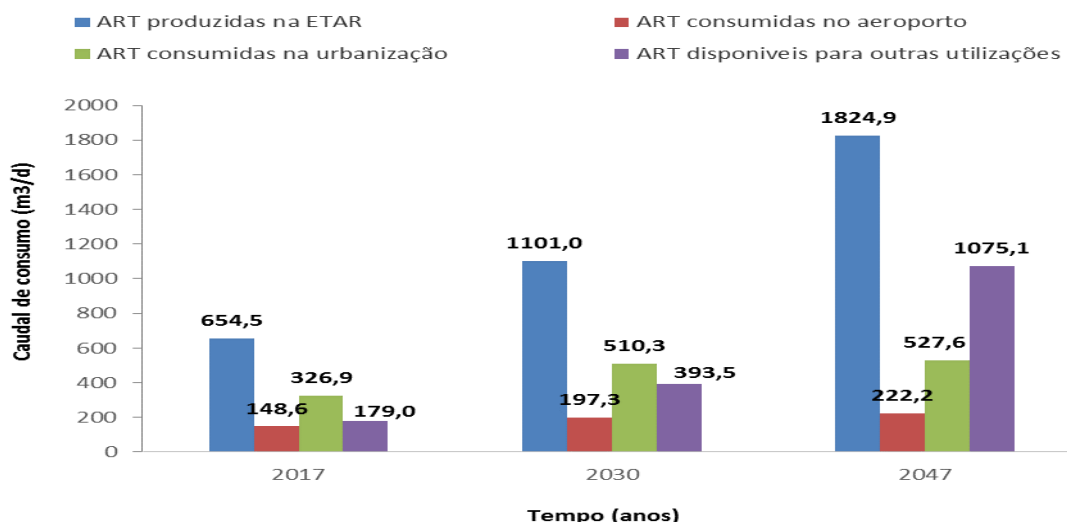


Figura 5.10: Volumes de ART produzidos e consumidos no aeroporto e na urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047

Tabela 5.4: Volume de água utilizado em várias atividades no aeroporto e na urbanização de Palha Sé entre 2017 e 2047

Atividades	Local	Volume utilizado de ART (m ³ /dia)		
		2017	2030	2047
Rega	Aeroporto/Urbanização	235,5	341,6	301,4
Lavagens	Aeroporto/Urbanização	217,7	330,8	406,8
Alimentação de autoclismos e urinóis	Aeroporto	19,2	32,1	37,5
Simulação de combate a incêndios	Aeroporto	3,00	3,00	4,00
Total		475,49	707,56	749,77

5.3 Redução de Custos Inerentes a Práticas de Reutilização de Águas Residuais Tratadas

5.3.1 Redução de custos com água poupada no Aeroporto Internacional da Praia

O aeroporto da Praia poderia consumir cerca de 148,6 m³/dia, 197,3 m³/dia e 222,2 m³/dia de ART em 2017, 2030 e 2047, respetivamente, o que representaria entre 12,2% (em 2047) e 22,7% (2017) da oferta de ART à saída da ETAR, e entre 27,9% (em 2030) e 31,3% (2017) do total de ART reutilizadas no aeroporto e na urbanização. Em termos de consumo interno de água, o aeroporto reduziria o consumo de água potável em 78,5% (2017), 74% (2030) e 67,9% (2047), uma vez que estas percentagens representam o que se poderia utilizar em termos de ART.

Atualmente, o aeroporto utiliza cerca de 4 800 m³/mês (160 m³/dia) de água potável para todas as atividades, o que, tendo em conta o tarifário de 937\$00/m³, representa um gasto mensal de 4 500 contos por mês (cerca de 40 000 euros/mês) e cerca de 60 000 contos por ano (cerca de 544 000 euros/ano). Os valores não entram com a taxa de IVA. Um “conto” é equivalente a 1 000\$00 (ou 1 000 ECV) e equivale, a valores atuais, a cerca de 9 euros.

Com a reutilização de ART, o aeroporto pouparia 148,6 m³/dia, 197,3 m³/dia e 222,2 m³/dia de água potável em 2017, 2030 e 2047, respetivamente, o que representaria, tendo em conta o tarifário atual, uma redução de cerca de 4 200 contos (cerca de 37 800 euros/mês) na fatura mensal da água e de 50 400 contos por ano (cerca de 453 600 euros/ano) no presente ano.

Para melhor estimar a poupança de custos ao longo do tempo, utilizou-se a Eq. (5.1) (NEIWPC, 2006) que permite estimar o valor do tarifário em função da taxa de inflação expectável para os anos futuros. O valor atualizado do tarifário para o aeroporto e as respetivas poupanças em termos de ECV são apresentadas na Tabela 5.5.

$$P_n = P_0 \times (1 + t_i)^n \quad (5.1)$$

Sendo P_n - tarifa no ano n , P_0 - tarifa do ano inicial, t_i - taxa de inflação e n - diferença temporal (anos).

Verifica-se assim que as despesas mensais de água do aeroporto poderiam ser reduzidas em cerca de 4 202 contos, 7 670 contos e 9 762 contos em 2017, 2030 e 2047, respetivamente, o que representaria uma poupança anual de 50 429 contos (2017), 92 052 contos (2030) e 117 153 contos (2047) (Figura 5.11). Ou seja, poderiam obter uma redução na fatura mensal de água até 78,5% (2017), 74% (2030) e 67,9% (2047).

Os valores em euros podem ser estimados considerando a taxa atual de 110\$27 (Fonte: Banco de Portugal, <https://www.bportugal.pt/pt/PT/Estatisticas/Dominios%20Estatisticos/EstatisticasCambiais/Paginas/Conversor.aspx#anchor>) ou de 9 euros por cada conto cabo-verdiano. Os valores não entram com a taxa de IVA.

Tabela 5.5: Poupança de custos com utilização de ART no aeroporto entre 2017 e 2047

Parâmetro	2017	2030	2047
Taxa de inflação (%) ¹⁾	0,30	2,48	1,48
Tarifário para o aeroporto (ECV/m ³) ²⁾	942\$63	1296\$13	1464\$72
Custo previsível da água a consumir (ECV/mês)	5 351 312\$79	10 367 589\$91	14 380 005\$61
Poupança com utilização de ART (ECV/mês)	4 202 379\$52	7 670 979\$22	9 762 762\$36

¹⁾ Fonte: <http://pt.tradingeconomics.com/cape-verde/inflation-cpi/forecast>

²⁾ Aplicando a Eq. (5.1), tendo por base a tarifa de 2015 (937\$00). Valores sem IVA.

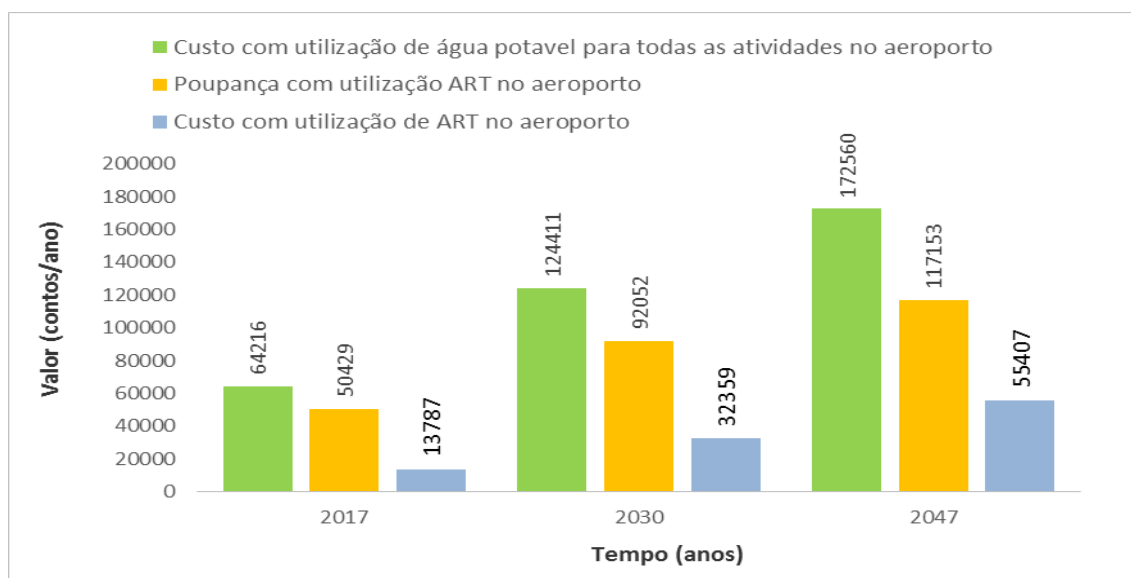


Figura 5.11: Custos de consumo e poupança de água no aeroporto ao longo do tempo

A maior poupança de água seria na lavagem de pavimentos em edifícios, lavagem de passeios e arruamentos, lavagem de pistas e alimentação de autoclismos e urinóis que perfazem mais de 94% da redução de custos entre 2017 e 2047.

5.3.2 Redução de custos com água poupada na urbanização de Palha Sé

Tendo em atenção a projeção da população que vai utilizar a urbanização entre 2017 e 2047 (ver Capítulo 4), as necessidades de água para usos potáveis e não potáveis ascendem a 818,1 m³/dia, 1376,3 m³/dia e 2281,1 m³/dia em 2017, 2030 e 2047. A partir do tarifário de 2015, procedeu-se à atualização das tarifas para os anos futuros, tendo sido utilizada a Eq. (5.1), Apresentando-se os resultados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Tarifários para a urbanização de Palha Sé entre 2015 e 2047

Tarifário para consumo doméstico (ECV/m ³)				
Classe	2015	2017 ¹⁾	2030 ¹⁾	2047 ¹⁾
< 6 m ³ /mês	215\$61	216\$91	298\$25	337\$04
6 a 10 m ³ /mês	321\$87	323\$80	445\$24	503\$15
> 10 m ³ /mês	432\$20	434\$80	597\$85	675\$62
Tarifário para comércio e serviços (ECV/m ³)				
≤ 20 m ³	395\$98	398\$36	544\$48	508\$32
> 20 m ³	463\$71	466\$50	637\$61	595\$27

1) Aplicando a Eq. (5.1), tendo por base os valores de 2015. Valores sem IVA.

Aplicando o tarifário da Tabela 5.6, obtiveram-se os custos inerentes à utilização de água potável para todas as atividades e a poupança que se poderia obter reutilizando ART, cujos valores fazem parte da Tabela 5.7.

O custo global anual de água potável para satisfazer todas as atividades na urbanização seria de 128 034 contos (2017), 296 189 contos (2030) e 554 773 contos (2047), o que representaria um custo per capita anual de 14 085\$11 (2017), 21 520\$64 (2030) e 26 752\$85 (2047). Tendo em atenção os volumes de ART que poderiam ser utilizados em atividades de rega e lavagens nos 4 sectores da urbanização (ver Figuras 5.7 e 5.10), a poupança anual de água potável seria de 51 082 contos (2017), 112 880 contos (2030) e 109 223 contos (2047), como apresentado na Figura 5.12.

Tabela 5.7: Poupança de custos com utilização de ART na urbanização entre 2017 e 2047

Parâmetro	2017	2030	2047
Custo previsível da água a consumir (ECV/mês)	10 669 473\$65	17 950 585\$72	29 752 326\$61
Poupança com utilização de ART (ECV/mês)	4 256 841\$10	9 406 655\$50	9 101 914\$10

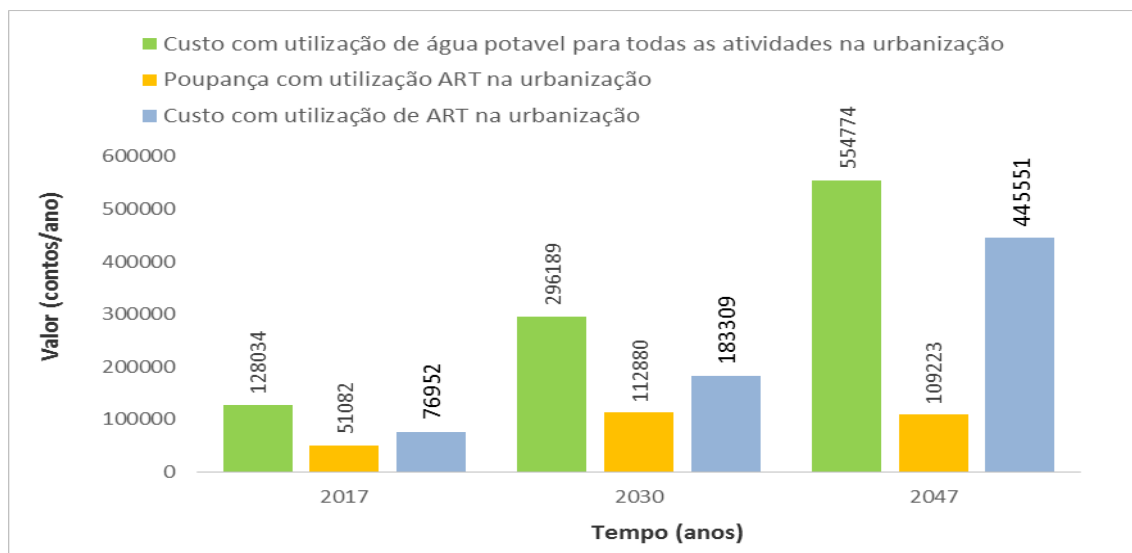


Figura 5.12: Custos de consumo e poupança de água na urbanização de Palha Sé ao longo do tempo

A maior poupança de água seria na rega de espaços verdes que representaria uma redução de 71,1%, 66,3% e 52,2% na fatura de água nos anos 2017, 2030 e 2047, respetivamente.

Globalmente, a reutilização de ART produzidas na urbanização no aeroporto e na própria urbanização, levaria à poupança de 127 380 contos (2017), 275 360 contos (2030) e 562 703 contos (2047), o que representaria um decréscimo de 66,3% (2017), 65,5% (2030) e 77,4% (2047) nos custos com a compra de água potável (Figura 5.13).

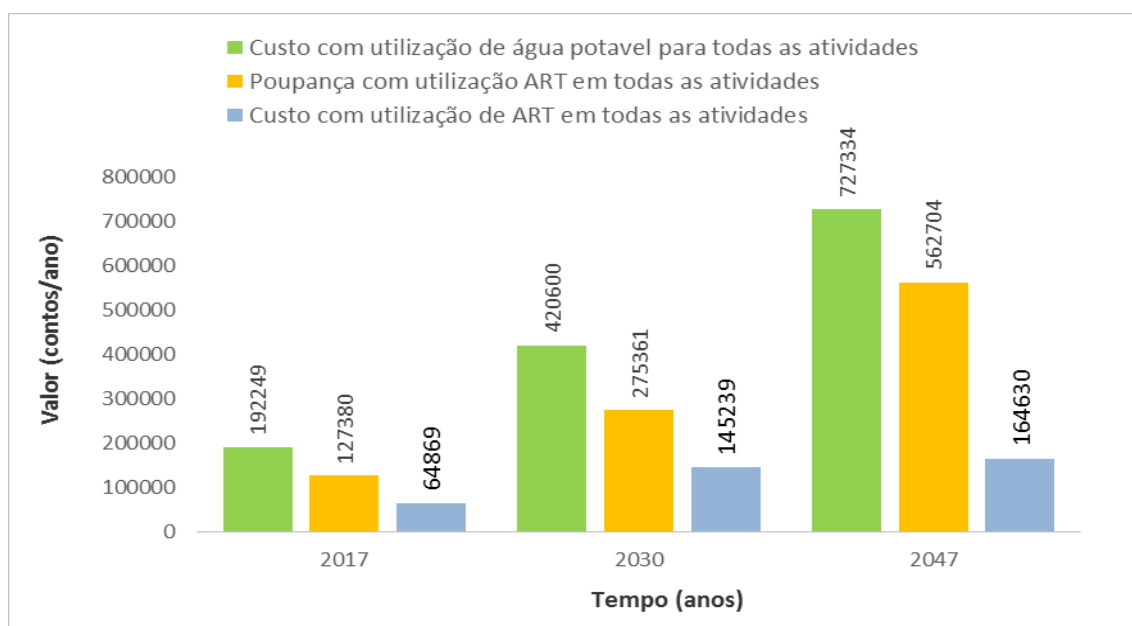


Figura 5.13: Custos de consumo e poupança de água globais ao longo do tempo

Este estudo demonstra a viabilidade técnica da reutilização de ART numa urbanização de uma cidade, e região, onde a escassez de água é significativa, representando esta prática várias vantagens do ponto de vista ambiental e económico. As estimativas, quer de volumes de água a consumir e a poupar, quer dos custos associados, carecem de uma atualização mais rigorosa, dado que nem sempre foi possível obter dados fidedignos.

Contudo, a metodologia seguida para avaliar a viabilidade técnica e económica da reutilização de ART considera-se válida e traz resultados esclarecedores das vantagens desta prática. A metodologia pode ser afinada incluindo outras oportunidades de reutilização, uma atualização das áreas para lavagem e rega, a confirmação da evolução do tarifário no tempo, que pode seguir outros indicadores económicos, diferentes da evolução da inflação, ou, por exemplo, um intervalo imposto por decisão política, e a evolução da ocupação do aeroporto no tempo.

Por fim, este trabalho não incluiu nenhum tarifário para a utilização de ART, que pode vir a ser praticado pela entidade gestora responsável pela produção de ART. Estes custos podem incluir o investimento na ETAR, reservatório de armazenamento e tubagens, equipamentos e acessórios para levarem as ART até aos pontos de reutilização, e os custos de exploração para garantirem a qualidade compatível com os usos. No entanto, tendo em atenção a escassez de água, as necessidades de água e o seu custo atual, e a experiência internacional com projetos de reutilização, crê-se que esta solução compensará em termos de poupança de água e de custos, quer para o aeroporto, quer para os utentes da urbanização de Palha Sé.

Capítulo 6. Conclusões e Trabalhos Futuros

6.1 Conclusões

A urbanização de Palha Sé (Praia, Cabo Verde) poderá produzir, entre 2017 e 2047, entre 654,5 m³/dia e 1825 m³/dia de águas residuais que, após tratamento em ETAR, poderiam ser reutilizadas no aeroporto da Praia e na própria urbanização, entre outros usos. Esta prática, além de permitir controlar a qualidade das ART, e portanto dotar a ETAR de um controlo de qualidade mais rigoroso, evitaria a descarga daqueles volumes no ambiente, e permitiria a utilização desta origem de água para utilizações que não requerem água potável da rede. Consequentemente, esta prática levaria à poupança de custos consideráveis inerentes ao consumo de água da rede, estaria na linha das recomendações de dezenas de programas, planos e legislação já aprovada e em aprovação para breve por parte do governo de Cabo Verde.

O levantamento de dados e cartografia da urbanização, zona envolvente e aeroporto e sobre as tipologias de consumo de água atuais e futuras na Praia, as infraestruturas de água e saneamento existentes e previstas para o futuro, o estado das origens de água e sua utilização, as características biofísicas e socioeconómicas da zona, os impactos previstos das alterações climáticas e a legislação existente e em preparação, permitiu equacionar uma solução integrada para o tratamento e reutilização das águas residuais de Palha Sé. Esta solução incluiria o tratamento da água residuais numa ETAR de nível secundário e preparada para tratamento terciário e de afinação, tendo sido pré-dimensionadas duas possíveis soluções, e o seu armazenamento para posterior reutilização no aeroporto e na urbanização.

No aeroporto, as ART poderiam ser reutilizadas para a descarga de autoclismos e urinóis, rega de espaços verdes, lavagem de pavimentos de edifícios, arruamentos, pistas, estacionamento, passeios, aeronaves, veículos e equipamentos de apoio e para simulação de combate a incêndios, enquanto na urbanização poderiam ser reutilizadas para a rega de espaços verdes e lavagem de pavimentos, estacionamento, arruamentos e passeios.

O balanço entre os volumes de ART a produzir e a reutilizar permitiram verificar que, no caso do aeroporto, esta prática levaria à redução do consumo de água potável em cerca de 78,5% (2017), 74% (2030) e 67,9% (2047). A lavagem de pavimentos de edifícios representaria entre 28,5% e 38,7% do volume a reutilizar, seguido da lavagem de passeios e arruamentos (entre 28% e 34,9%), lavagem de pistas (entre 16,5% e 19,1%) e alimentação de autoclismos e urinóis (entre 12,9% e 16,9%). As despesas mensais de água do aeroporto poderiam ser reduzidas em

cerca de 4 202 contos, 7 670 contos e 9 762 contos em 2017, 2030 e 2047, respetivamente, o que representaria uma poupança anual de cerca de 50 428 contos (2017), 92 051 contos (2030) e 117 153 contos (2047).

No caso da urbanização, a reutilização de ART para usos não potáveis representaria cerca de 28,5%, 27% e 18,8% do total de água a utilizar. Destes, a rega de espaços verdes consumiria entre 56,7% e 71% e as lavagens entre 29% e 43,3%. As despesas mensais de água na urbanização poderiam ser reduzidas em cerca de 4 256 contos, 9 406 contos e 9 102 contos em 2017, 2030 e 2047, respetivamente, o que representaria uma poupança anual de cerca de 51 082 contos (2017), 112 880 contos (2030) e 109 223 contos (2047).

Considerando o total de aplicações no aeroporto e na urbanização, a rega seria o maior utilizador de ART entre 2017 e 2020 (consumiria cerca de 50% das ART utilizadas, contra 45,8% das lavagens), mas, a partir de 2021 (com entrada em funcionamento dos sectores PD1 e PD4 em Palha Sé), o consumo seria mais elevado para as atividades de lavagens, que representariam 54,3% da utilização de ART.

Apesar dos valores estarem sujeitos a atualizações inerentes a uma análise mais rigorosa da evolução de consumos, ocupação das zonas estudadas e do tarifário, este estudo mostra que a prática de reutilização de ART pode beneficiar muito a preservação de origens naturais de água em Cabo Verde e na redução de custos com consumo de água tratada para a população e para as entidades locais, como, neste caso, o aeroporto da Praia.

6.2 Perspetivas de Trabalhos Futuros

Este trabalho pode ser aprofundado no futuro, antevendo-se que poderão ser estudados os seguintes tópicos:

- 1) Estimativa da produção de ART e o seu consumo com base numa previsão rigorosa de conclusão das obras em Palha Sé e no aeroporto e da sua ocupação temporal no futuro, por forma a melhor.
- 2) Avaliação económica associada à implementação da reutilização, tendo em atenção os custos de investimento numa ETAR, reservatórios, redes, acessórios e equipamentos, o controlo da qualidade das ART e variação do tarifário de água da rede e para ART no futuro.
- 3) Inclusão de outras oportunidades de reutilização de ART, quer no aeroporto e urbanização, quer na zona com potencial agrícola de S. Tomé.

Capítulo 7. Referências Bibliográficas

- 1) Albuquerque A. (2008). Tratamento e Reutilização de Águas Residuais. UBI, Ref. LSA/PD01/08, Covilhã, Dezembro de 2008, 175 p.
- 2) ANQIP (2009). ETA 701 - Sistemas de Aproveitamento de Águas Pluviais em Edifícios. Especificação Técnica N° 701, ANQIP, Aveiro, 24 p.
- 3) ASA (2012). Relatório e Contas 2012. Cabo Verde, 126p.
- 4) Asano T., Burton F., Leverenz H., Tsuchihashi R., Tchobanoglous, G. (2007). Water Reuse: Issues, Technologies and Applications. McGraw-Hill, Nova York, EUA.
- 5) AVIATOR (2014). Washing systems. *Ground Handling International*, Fevereiro 2014, AVIATOR, 58-59.
- 6) Cabo F., Edlenbrunch K., Tidball M. (2013). Dynamic Management of Water Transfer Between Two Interconnected River Basins. Relatório de investigação N° 2013-09, LAMETA, Montpellier, França, 30 p.
- 7) CANARAGUA (2012). Estudio de Reutilización Segura de Aguas Depuradas em Praia - Isla de Santiago, Cabo Verde. CANARAGUA, Canarias, Espanha, 290 p.
- 8) CMP (2011). Plano de Pormenor da Urbanização de Palha Sé. Camara Municipal da Praia, Cabo Verde.
- 9) CMP (2012a). Programa Operacional do Parque Empresarial da Praia. Câmara Municipal da Praia, Cabo Verde Focus Group, Processo N° 7069.21.01, Maio 2012, Praia, Cabo Verde, 36p.
- 10) CMP (2012b). Proposta do Projeto Urbanístico - Palha Sé 2. Relatório Preliminar, Plano Detalhado, Câmara Municipal da Praia, Cabo Verde Focus Group, Processo N° 7069.21.01, Maio 2012, Praia, Cabo Verde, 9 p.
- 11) CMP (2012c). Proposta do Projeto Urbanístico - Palha Sé 3. Relatório Preliminar, Plano Detalhado, Câmara Municipal da Praia, Cabo Verde Focus Group, Processo N° 7069.21.01, Maio 2012, Praia, Cabo Verde, 9 p.

- 12) CMP (2012d). Proposta do Projeto Urbanístico - Palha Sé 4. Relatório Preliminar, Plano Detalhado, Câmara Municipal da Praia, Cabo Verde Focus Group, Processo N° 7069.21.01, Maio 2012, Praia, Cabo Verde, 8 p.
- 13) CMP (2012e). Regulamento da Proposta do Projeto Urbanístico - Palha Sé 2. Regulamento Preliminar, Plano Detalhado, Câmara Municipal da Praia, Cabo Verde Focus Group, Processo N° 7069.21.01, Maio 2012, Praia, Cabo Verde, 21 p.
- 14) CMP (2012f). Regulamento da Proposta do Projeto Urbanístico - Palha Sé 3. Regulamento Preliminar, Plano Detalhado, Câmara Municipal da Praia, Cabo Verde Focus Group, Processo N° 7069.21.01, Maio 2012, Praia, Cabo Verde, 21 p.
- 15) Decreto Regulamentar n° 23/95 (1995). Regulamento Geral de Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR). Diário da República, Série I-B, N° 194, 23 de Agosto de 1995, 5284-5319.
- 16) Decreto-Lei N° 152/97 (1997). Recolha, tratamento e descarga de águas residuais urbanas no meio aquático. DR N° 136, I Série A de 19 de junho de 1997, Lisboa.
- 17) Decreto-Lei N° 236/98 (1998). Normas, critérios e objetivos de qualidade com a finalidade de proteger o meio aquático e melhorar a qualidade das águas em função dos seus principais usos. DR N° 176, I Série A de 1 de agosto de 1998, Lisboa.
- 18) Directiva N° 91/271/CEE (1991). Tratamento de águas residuais urbanas. Diretiva do Conselho, de 21 de Maio de 1991, Jornal Oficial das Comunidades Europeias, L135/40 de 30 de Maio de 1991, Bruxelas, Bélgica.
- 19) Fonseca (2014). Obras de expansão do Aeroporto da Praia arrancam ainda este ano. Artigo de opinião. <http://asemana.sapo.cv/spip.php?article99578>. 10 Maio 2014. Acedido em 29 Setembro 2015.
- 20) IED (2010). Relatório sobre os Objetivos de Desenvolvimento do Milénio 2010. Instituto de Estudos para o Desenvolvimento, Mem Martins, Portugal, 80 p.
- 21) INE (1990). Censos 1990. Instituto Nacional de Estatística, Praia, Cabo Verde.
- 22) INE (2000). Censos 2000. Instituto Nacional de Estatística, Praia, Cabo Verde.
- 23) INE (2010). Censos 2010. Instituto Nacional de Estatística, Praia, Cabo Verde.
- 24) INE (2014). Inquérito às Despesas e Receitas Familiares (IDRF), Condições de Vida. Instituto Nacional de Estatística, Cabo Verde, 191p.

-
- 25) Jeferson C., Pinelli M., Felizola E., Paris L. (2005). Plano de Gerenciamento de Recursos Hídricos do Aeroporto Internacional de Brasília. Atas do 23º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES, Campo Grande, 18-23 setembro 2005.
- 26) Lencastre A. (1996). Hidráulica Geral. Edição Luso-Brasileira, Lisboa, 651 p.
- 27) Marecos do Monte H., Albuquerque A. (2010). Reutilização de Águas Residuais. Guia Técnico, Nº. 14, ERSAR, Lisboa, 339 p.
- 28) MFP (2013). Preparação do Plano Estratégico de Água e Saneamento, Incluindo Avaliação Ambiental Estratégica. PENAS. Relatório final, Ambio, Praia, Cabo Verd, 256 p.
- 29) NIWPCC (2006). The Cost of Clean and Safe Water, Sustaining Our Water Infrastructure. New England Interstate Water Pollution Control Commission, Lowell (MA), EUA, 45 p.
- 30) OMS (2007) Desalination for Safe Water Supply: Guidance for the Health and Environmental Aspects Applicable to Desalination. Organização Mundial da Saúde, Geneva, Suíça.
- 31) Silva F. (2011). Estudo do Potencial de Recarga de Aquíferos com Águas Residuais Tratadas utilizando Sistemas de Informação Geográfica. Dissertação de Mestrado, UBI, Covilhã, Portugal, 87 p.
- 32) Schenkeveld M., Morris R., Budding B., Helmer J. (2004). Seawater and Brackish Water Desalination in the Middle East, North Africa and Central Asia: A Review of Key issues and Experience in Six Countries. Relatório técnico, Banco Mundial, Nimes, França.
- 33) Tavares S., 2013 - As barragens em Cabo Verde: Avaliação dos impactes ambientais, socioeconómicos e culturais. Caso de estudo “ A Barragem do Poilão” Ilha de Santiago, Dissertação de Mestrado em Gestão do Território - Especialização em Ambiente e Recursos Naturais, Faculdade de Ciência Sociais e Humanas, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa Portugal, 131p.
- 34) Tchobanoglous G., Burton F. e Stensel H.D. (2003). Wastewater Engineering - Treatment, Disposal and Reuse. Metcalf & Eddy, McGraw Hill, Nova York, EUA.
- 35) Vieira J. e Duarte A. (2003). Tecnologia do Tratamento de Águas Residuais. Dep. Eng. Civil. Universidade do Minho, Guimarães, 190p.

Anexo I : Critérios Hidráulico

Sanitários e Expressões para o Dimensionamento de Operações e Processos de Tratamento de Águas Residuais

I.1 Canal e medidor do tipo Parshall

O canal Parshall foi dimensionado com base nos caudais máximo e mínimo e na geometria do canal, tal como apresentado na Figura 2.5 e nas Tabelas I.1 e I.2, tendo as alturas da lâmina líquida a montante (h_1) e jusante (h') do Parshall sido determinadas a partir da Eq. (I.1.1). (Lencastre, 1996).

$$Q = K \times h^u \quad \text{[I.1.1]}$$

sendo, Q: caudal afluente (m^3/s), h: altura da lâmina líquida (m), K, u: constantes que diferem com a largura da garganta.

Tabela I.1: Critérios para o dimensionamento do canal Parshall (adaptado de Lencastre, 1983)

I	Limite de Q (m^3/s)	Constantes		h (m)		h' /h		
		Min	Máx	K	u		Min	Máx
1''	25,4	$0,09 \times 10^{-3}$	$5,4 \times 10^{-3}$	0,0604	1,55	0,015	0,21	0,50
2''	50,8	0,18	13,2	0,1207	1,55	0,015	0,24	0,50
3''	76,2	0,77	32,1	0,1771	1,55	0,03	0,33	0,50
6''	152,4	1,50	111	0,3812	1,58	0,03	0,45	0,60
9''	228,6	2,50	251	0,5354	1,53	0,03	0,61	0,60
1'	304,8	3,32	457	0,6909	1,522	0,03	0,76	0,70
1'6''	457,2	4,80	695	1,056	1,538	0,03	0,76	0,70
2'	609,6	12,1	937	1,428	1,550	0,046	0,76	0,70
3'	914,4	17,6	1427	2,184	1,566	0,046	0,76	0,70

Tabela I.2: Critérios geométricos do canal Parshall (adaptado de Lencastre, 1983)

Dimensões (mm)								
I	A	a	b	c	S	E	d	G
25,4	363	242	356	93	167	229	76	203
50,8	414	276	406	135	214	254	114	254
76,2	467	311	457	178	259	457	152	305
152,4	621	414	610	394	397	610	305	610
228,6	879	587	864	381	575	762	305	457
304,8	1372	914	1343	610	845	914	610	914
457,2	1448	965	1419	762	1026	914	610	914
609,6	1524	1016	1495	914	1206	914	610	914
914,4	1676	1118	1645	1219	1572	914	610	914

I.2 Canal desarenador

No dimensionamento do canal de desarenação gravítica de escoamento horizontal utilizaram-se os critérios da Tabela I.3. A marcha de cálculo seguiu as Eqs. (I.2.1) a (I.2.6).

Tabela I.3: Critérios para o dimensionamento do canal desarenador (Albuquerque, 2008)

Critérios	Valores
Velocidade horizontal, V_0 , (m/s)	0,15 - 0,40
Velocidade sedimentação, V_s , (m/s)	0,015 - 0,2
Diâmetro das partículas a remover (mm)	0,2 - 2,0
Tempo de retenção hidráulico (TRH)	15 - 60
Capitação de areias (l/1000m ³ de água residual)	10 - 100
Capitação de areias (l/Habitante. Dia)	5 - 12
Altura da caixa de areias (m)	>0,10

$$TRH = \frac{h_{m\acute{a}x}}{v_0} \quad [I. 2.1]$$

sendo, TRH - tempo de retenção hidráulico (dias); V_0 - velocidade horizontal (m/s); $h_{m\acute{a}x}$ - altura máxima da lâmina líquida (m).

$$CD = TRH \times v_{,m\acute{a}x} \quad [1.2.2]$$

sendo, CD - comprimento da caixa de areia (m), TRH - tempo de retenção hidráulico (dias), V - volume (m³), Q - caudal afluyente (m³/dia).

$$CH = \frac{Q}{S_s} ; S_s = CD \times L \quad [1.2.3]$$

sendo, CH - carga hidráulica (m³/m².dia), Q - caudal afluyente (m³/dia), S_s - seção superficial (m²).

$$V_{areia} = V_{CA} ; V_{areia} = Capita\c{c}\tilde{a}o \times Q_{m\acute{a}x} \times 10^{-3} \quad [1.2.4]$$

sendo, V_{areia} - volume de Areia (m³), V_{CA} - volume da caixa de areia (m³), Q - caudal máximo afluyente (m³/dia).

$$V_{ef} = N_D \times V_{areia} \quad [1.2.5]$$

sendo, V_{ef} - volume efetivo da caixa de areia (m³), N_D - número de dias sem limpeza (dias) e V_{areia}: volume de areia (m³).

$$V_{CA} = CD \times L \times h_{CA} \quad [1.2.6]$$

sendo, CD - comprimento de desarenador (m), V_{CA} - volume da caixa de areia (m³), L - largura do canal (m), h_{CA} - altura da lâmina líquida na caixa de areia (m).

1.3 Canal de grades

No dimensionamento do canal de grades de escoamento horizontal utilizaram-se os critérios da Tabelas I.4 a I.5, que se identificam com as variáveis da Figura 4.3. A marcha de cálculo seguiu as Eqs. (I.3.1) a (I.3.18).

Tabela I.4: Critérios para o dimensionamento do canal desarenador (Albuquerque, 2008)

	Critérios		Valores
Critérios hidráulico-sanitários	Velocidade de aproximação (V0)	(m/s)	0,2 - 0,6
	Velocidade de atravessamento (Vp)	(m/s)	0,4 - 0,9
	Perda de carga máxima para cada grade	(m)	0,15 - 0,20
Critérios físicos	Espaçamento grade fina agf	(mm)	5 - 20
	Espaçamento grade grossa agg	(mm)	50 - 100
	Espessura grade fina Tgf	(mm)	5
	Espessura grade grossa Tgg	(mm)	10 - 20

Tabela I.5: Critérios geométricos para o dimensionamento do canal desarenador (Santos, 2013)

Parâmetros		Unidade	Método de Limpeza	
			Manual	Mecânica
Largura		mm	5 a 15	5 a 15
Profundidade		mm	25 a 38	25 a 38
Espaçamento entre barras		mm	25 a 50	15 a 75
Ângulo com a vertical		°	30 a 45	0 a 30
Velocidade de Aproximação	Máximo	m/s	0,3 a 0,6	0,6 a 1,0
	Mínimo	m/s	-----	0,3 a 0,5
Perda de carga Permitida		mm	150	150 a 600

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2 \times g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2 \times g} + \Delta h \quad [I.3.1]$$

sendo, h_1 - altura a montante (m), h_2 - altura a jusante (m), V_1 - velocidade a montante (m/s), v_2 - velocidade a jusante (m/s), Δh - perda de carga total (m) e g - aceleração da gravidade (980 cm/s^2).

$$H_i = h_k + \frac{v_k^2}{2 \times g} + \Delta h_k \quad [I.3.2]$$

sendo, H_i - perda de carga no ponto i (m), h_k - altura da lâmina em k (m), v_k - velocidade de escoamento ponto k (m/s), g - aceleração da gravidade (980 cm/s^2).

$$H_L = \beta \times \left(\frac{t}{a}\right)^{4/3} \times \sin \theta \times \frac{v_0^2}{2 \times g} \quad [I.3.3]$$

sendo, H_L - perda de carga localizada (m), β - coeficiente que depende da forma das grades, t - espessura das barras (m), a - espaçamento entre barras (m), θ - ângulo das barras com a horizontal (graus), V_0 - velocidade a montante das grades (m/s).

$$H_L = \frac{1}{k} = \left(\frac{v_p^2 + v_0^2}{2 \times g}\right) \quad [I.3.4]$$

sendo, H_L - perda de carga localizada (m), V_p - velocidade de atravessamento da grade (m/s), v_0 - a velocidade de aproximação à grade (m/s), g - aceleração da gravidade (980 cm/s^2).

$$S = L \times h \quad [I.3.5]$$

sendo, S - secção do canal (m^2), L - largura do canal (m), h - altura do canal (m).

$$V = \frac{Q}{S} \quad [I.3.6]$$

sendo, V - volume do canal (m³), Q - caudal afluyente (m³/S), S - secção do canal (m²).

$$P = 2 \times h + L \quad [I.3.7]$$

sendo, P - perímetro (m), h - altura da lâmina líquida (m), L - largura do canal (m).

$$R = \frac{S}{P} \quad [I.3.8]$$

sendo: S - secção do canal (m²), perímetro (m), R - raia hidráulico (m).

$$J = \left(\frac{Q}{k_s \times R_h^{2/3} \times S} \right)^2 \quad [I.3.9]$$

sendo, J - a perda de carga unitária (m/m), Q - caudal afluyente (m³/s), R_h - raio hidráulico (m), S - secção do canal (m²).

$$\Delta h = J \times C \quad [I.3.10]$$

sendo, Δh - Perda de carga (m), J - perda de carga unitária (m/m), C - comprimento (m).

Condições de escoamento nas grades

$$n = \frac{L + a_{gi}}{a_{gi} + t_{gi}} \quad [I.3.11]$$

sendo, n- número de barras, a_{gi} - espaçamento entre barras (m), t_{gi} - espessura de barras (m).

$$A_u = (n - 1) \times a \times h \quad [I.3.12]$$

sendo, A_u- Área útil (m²), a - espaçamento entre barras (m) n- número de barras, h- altura da grade

$$A'_u = col \times A_u \quad [I.3.13]$$

sendo, A'_u - Área útil da grade colmatada (m²), A_u- Área útil (m²), col - colmatada (%)

$$\Delta h = \Delta h_L + \Delta h_c \quad [I.3.14]$$

sendo, Δh - perda de carga total (m), Δh_L - *perda de carga Localizada (m)*, Δh_c - Perda de carga critica (m)

$$\rho \times \frac{Q^2}{S_i} + \gamma \times \frac{h_i}{2} \times S_i = \rho \times \frac{Q^2}{S^*} + \gamma \times \frac{h^*}{2} \times S^* \quad [I.3.16]$$

sendo, ρ - densidade da água (kg/m^3), Q - caudal afluente ao ponto i (m^3/s), S - secção escoamento i (m^2), S^* - *secção conjugada* (m^2), h_i altura (m), h^* *altura conjugada* (m^2), γ - peso específico (N/m^3),

$$v_p = \frac{Q}{A_u} \quad [I.3.17]$$

sendo, V_p - velocidade de atravessamento da grade (m/s), A_u - área útil da grade (m^2) e Q - caudal afluente (m^3/s).

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = L \times h_c \times \sqrt{\frac{L \times h_c}{L}} \quad [I.3.18]$$

sendo, Q - caudal (m^3/s), g - aceleração da gravidade (m/s^2), h_c - Altura critica lâmina líquida (m), L , largura do canal (m),

1.4 Decantadores

No dimensionamento de decantadores gravíticos utilizaram-se os critérios das Tabelas I.6 a I.8. A marcha de cálculo seguiu as Eqs. (I.4.1) a (I.4.26). A Figura I.1 apresenta um esquema em planta e corte de um decantador, onde se podem visualizar as variáveis geométricas. As Figuras I.2 e I.3 apresentam pormenores da caleira e dos descarregadores.

I.4. 1 Características geométricas do decantador gravítico.

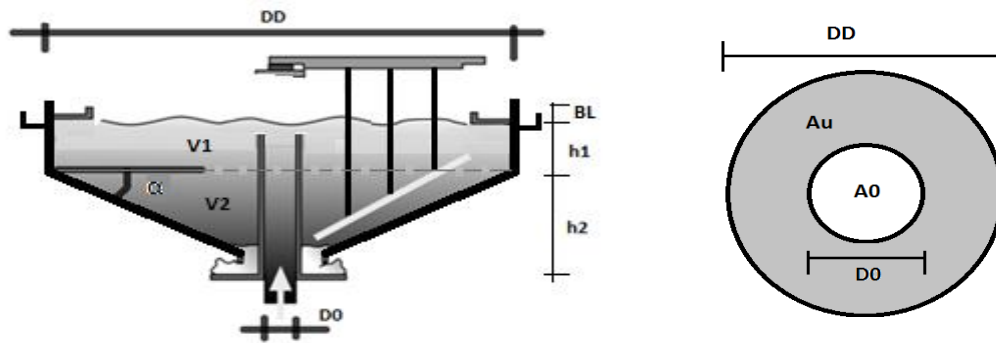


Figura I.1: Representação esquemática de um decantador

$$A_u = \frac{Q}{CH} \quad [I.4.1]$$

sendo, A_u - área útil (m^2), Q - caudal (m^3/s), CH - carga hidráulica ($m^3/m^2 \cdot h$).

$$A_0 = \frac{\pi \times D_0^2}{4} \quad [I.4.2]$$

sendo, A_0 - área útil (m^2), D_0 - diâmetro da entrada do decantador (m).

$$A_{total} = A_u + A_0 \quad [I.4.3]$$

sendo, A_{total} - área total do decantador (m^2), A_u - área útil (m^2), A_0 - área alimentação (m^2).

$$V_{uD} = Q_p \times TRH \quad [I.4.4]$$

sendo, V_{uD} - volume do decantador (m^3), Q_p - caudal de ponta (m^3/s), TRH - tempo de retenção hidráulico (h).

$$\tan(\alpha) = \frac{h_2}{\frac{D_D}{2}} \quad [I.4.5]$$

sendo, h_1 - altura da lâmina líquida na zona tronco-cônica (m), D_D . diâmetro exterior do decantador (m).

$$V_2 = \frac{A_t \times h_2}{3} \quad [I. 4.6]$$

sendo, V_2 - volume da parte troco-cónico (m^3), A_t - área total do decantador (m^2), h_2 - altura de cantador zona troco-cónico (m).

$$V_1 = V_T - V_2 \quad [I. 4.7]$$

sendo, V_1 - volume da parte cilíndrico (m^3), A_t - área total do decantador (m^2), V_2 - volume da parte troco-cónico (m^3).

$$h_1 = \frac{V_1}{A_t} \quad [I. 4.8]$$

sendo, h_1 - altura da zona cilíndrica (m), V_1 - volume da parte cilíndrico (m^3), A_t - área total do decantador (m^2).

$$H_t = h_1 + h_2 + BL \quad [I. 4.9]$$

sendo, H_t - altura total do decantador (m), h_1 - altura da zona cilíndrica (m), h_2 - altura da zona troco-cónico (m), BL - bordo livre (m).

$$CH = \frac{Q}{A_u} \quad [I. 4.10]$$

sendo, CH - carga hidráulica ($m^3/m^2 \cdot h$), Q - caudal afluente (m^3/s), A_u - área útil (m^2)

Estimativa da recirculação

$$R_k = \frac{Q_{pk} - Q_{m,k}}{Q_{m,k}} \quad [I. 4.11]$$

sendo, R_k - razão de recirculação no ano k (m^3/h), Q_{pk} - caudal de ponta no ano K (m^3/s), Q_{mk} - Caudal medio afluente no ano K (m^3/s).

Tabela I.6: Critérios para o dimensionamento do decantador (Albuquerque, 2008)

Critérios		Valores
De funcionamento	Carga hidráulica (m ³ /m ² .h)	0.75 - 2
	Carga de sólidos (kg SST/m ² .h)	0.06 - 1.4
	Tempo de retenção (h)	1 - 2
	Carga hidr. máx. sobre os descarregadores (m ³ /m ² .h)	8 - 10
	Fluxo máx. de descarga nos descarregadores (m ³ /m.h)	6 - 10
	Capacidade mínima de armazenamento (h)	12
	Carga hidrostática mínima (m)	1.5
Construtivos	Altura máxima da lâmina líquida (m)	6
	Bordo livre (m)	0.2 - 0.35
	Largura entre descarregadores (m)	<0.3
	Largura unitária dos descarregadores (m)	0.01 - 0.1
	Comprimento aconselhável (m) (dec. planta quadrada ou retangular)	25 - 60
	Largura aconselhável (m) (dec. planta quadrada ou retangular)	6 - 10
	Altura aconselhável (m) (dec. planta quadrada ou retangular)	2.5 - 5
	Relação C/L (dec. planta quadrada ou retangular)	1 - 7.5
	Relação C/h (dec. planta quadrada ou retangular)	7 - 18
	Diâmetro aconselhável (m) (dec. planta circular)	3 - 20
	Altura aconselhável (m) (dec. planta circular)	3 - 4
Inclinação das paredes:		
Decantadores mecanizados circulares (%)		4 - 10
Decantadores mecanizados retangulares e quadrados (%)		1 - 2
Decantadores gravíticos (°)		55-60

$$Q_R = R \times Q \quad [I.4.12]$$

sendo, Q_R - caudal de recirculação (m³/s), R- razão de recirculação (m³/h), Q- caudal proveniente do decantador secundário; (m³/s).

$$Q_{mA} = Q + Q_R \quad [I.4.13]$$

sendo, Q_{mA} - caudal máximo ao decantador (m³/S), Q_R - caudal de recirculação (m³/s), R- razão de recirculação (m³/h), Q- Caudal a proveniente da OE (m³/s).

$$Q_{TA} = Q + Q_R \quad [I.4.14]$$

sendo, Q_{TA} - caudal total afluyente ao decantador (m³/s), Q_R - caudal de recirculação (m³/s), R- razão de recirculação (m³/h), Q - caudal a proveniente da OE (m³/s)

I.4. 1 Dimensionamento da caleira

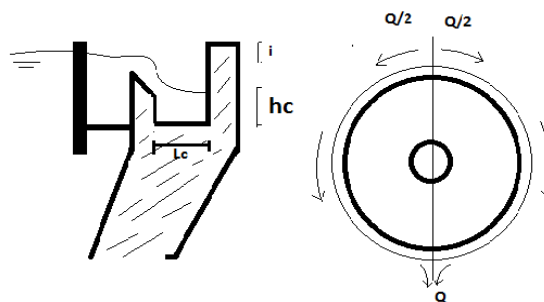


Figura I.2: Representação esquemática de uma caleira de decantador

Tabela I.7: Critérios para o dimensionamento da caleira do decantador (Albuquerque, 2008)

Parâmetros	Valores	
i [%]	0,20	1,00
Lc [m]	0,1	0,5
hc [m]	≥ 0,05	

$$V = C\sqrt{R} \times i \quad [I.4.15]$$

sendo, V - volume da caleira (m³), C - constante, R- raio hidráulico de recirculação, i - inclinação da caleira (%).

$$C = \frac{100 \times R}{K_K \times \sqrt{R}} \quad [I.4.16]$$

sendo, C- constante, R- raio hidráulico (m), K_K- coeficiente

I.4. 2 Dimensionamento do descarregador

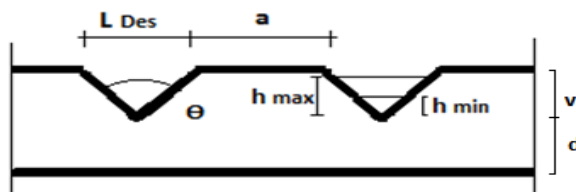


Figura I.3: Representação esquemática de um descarregador de decantador

Tabela I.8: Critérios para o dimensionamento dos descarregadores do decantador
(Albuquerque, 2008)

Parâmetros		Valores	
θ	[°c]	60,00	90,00
h max	[m]	0,02	0,060
h min	[m]	0,02	0,005
a	[m]	<0,30	
L Des	[m]	0,01	0,10
V	[m]	0,01	0,15
d	[m]	0,15	0,30

$$Q_{m(\max)} = 1.32 \times \tan \frac{\theta}{2} \times h^{2.47} \quad [I. 4.19]$$

sendo, Q_m - caudal máximo ao descarregador (m^3/s), θ - ângulo do descarregador triangular ($^\circ C$), h - altura da lâmina líquida (m).

$$N^{\circ} \text{ desc} = \frac{Q_{ma0}}{Q_{U \max}} \quad [I. 4.20]$$

sendo, $N^{\circ} \text{ desc}$ - número de descarregado, Q_{mA} - caudal máximo afluente ao descarregador no ano zero (m^3/S), Q - caudal útil máximo (m^3/s).

$$a \geq \frac{3}{2} \times L_{Des} \quad [I.4.21]$$

sendo, a - distancia entre descarregadores (m), L_{des} - Largura do descarregador (m).

$$P = N^{\circ} \text{ desc} \times L_{Des} + (N^{\circ} \text{ desc} - 1) \times \left(\frac{3}{2} \times L_{Des} \right) \quad [I.4.22]$$

sendo, P - perímetro do descarregador (m), $N^{\circ} \text{ desc}$ - número de descarregador, L_{Des} - largura do descarregador (m).

I.5 Leitos percoladores

No dimensionamento de leitos percoladores utilizaram-se os critérios da Tabela I.9. A marcha de cálculo seguiu as Eqs. (I.5.1) a (I.5.8).

$$R_V = \frac{CM_{CBO_{5,e}} - 0,75 \times CM_{CBO_{5,a}} + 0,75 \times \eta_{LP} \times CM_{CBO_{5,a}}}{-0,25 \times CM_{CBO_{5,e}} - 0,75 \times \eta_{LP} \times CM_{CBO_{5,e}}} \quad [I.5.1]$$

sendo, R_V - razão de recirculação, $CM_{CBO_{5,e}}$ - carga mássica de CBO_5 (kg/d), η_{LP} - eficiência de remoção no leito percolador (%).

$$\eta_{LP} = 0,784 \times (1 - e^{-1,137 \times h_e}) \quad [I.5.2]$$

sendo, η_{LP} - Eficiência de remoção no leito percolador (%), h_e - altura da lâmina líquida (m).

$$R_R = \frac{CM_{CBO_{5,a}} - 4 \times CM_{CBO_{5,e}}}{3 \times CM_{CBO_{5,e}}} \quad [I.5.3]$$

sendo, R_R - razão de recirculação, $CM_{CBO_{5,e}}$ - carga mássica $CBO_{5,e}$ efluente (kg/d), $CM_{CBO_{5,a}}$ - carga mássica CBO_5 afluente (kg/d).

$$R_{média} = \frac{R_R + R_V}{2} \quad [I.5.4]$$

sendo, $R_{média}$ - razão de recirculação.

$$V_{LP} = A_u + h_e \quad [I.5.5]$$

sendo, V_{LP} - volume do leito percolador (m^3), A_u - área útil do leito percolador (m^2), h_e - altura do leito (m).

$$COV = \frac{CM_{CBO_{5,a}}}{V_u} \quad [I.5.6]$$

sendo, COV - carga orgânica volúmica (kg/ m^3 .d), $CM_{CBO_{5,a}}$ - carga mássica de CBO_5 afluente (kg/d), V_u - volume útil do leito (m^3).

$$COS = \frac{CM_{CBO_{5,a}}}{A_u} \quad [I.5.7]$$

sendo, COS - carga orgânica superficial (kg/ m³.d), CM CBO_{5,a} - carga mássica de CBO₅ afluente (kg/d), Au - área útil (m²).

$$CH_i = \frac{Q_{TA}}{A_u} \quad [I.5.8]$$

sendo, CH_i – carga hidráulica (m³/m².h), Q_{TA}- caudal total afluente (m³/s), A_u - área útil do leito (m²)

Tabela I.9: Critérios para o dimensionamento para leitos percoladores (Albuquerque, 2008)

Parâmetro	Baixa carga	Alta carga
Carga hidráulica (m ³ /m ² .h)	0,2 - 1,67	0,42 - 1,67 ⁽¹⁾ 3 - 10 ⁽²⁾
Carga orgânica volúmica (Kg CBO ₅ /m ³ .d)	0,08 - 0,4	0,4 - 3 ⁽¹⁾ 0,4 - 5 ⁽²⁾
Carga orgânica superficial (Kg CBO ₅ /m ² .d)	0,12 - 1	1 - 12,5
Altura (m)	2 - 2,5 ⁽¹⁾ ≤10 ⁽²⁾	2 - 3
Eficiência de remoção em termos CBO ₅ (%)	85 - 95	75 - 90

(1) Enchimento convencional

(2) Enchimento sintético

I.6 Lamas ativadas

No dimensionamento de tanques de lamas ativadas utilizaram-se os critérios da Tabelas I.10. A marcha de cálculo seguiu as Eqs. (I.6.1) a (I.6.24).

$$SST = SSV + SS_{IN} \quad [I.6.1]$$

sendo, SST - sólidos suspensos totais (mg SST.L⁻¹), SSV - sólidos suspensos voláteis (mg SSV.L⁻¹), SS_{IN} sólidos suspensos inorgânicos.

$$CM_i = CM(a) \times (1 - \eta_{(CBO_5)}) \quad [I.6.2]$$

sendo, CM - carga mássica ponto i (kg/d), C(a) - carga mássica a montante (kg/d), η- eficiência (%).

$$CM_{SS,IN(DP)} = CM_{SST(DP)} - CM_{SSV(DP)} \quad [I.6.3]$$

sendo, CM_{SS,IN}- carga mássica de sólidos suspensos inorgânicos (kg/d), CM_{SST} Carga mássica de sólidos suspensos totais (kg/d), CM_{SSV}- carga mássica de sólidos suspensos voláteis (kg/d).

$$C = \frac{CM}{Q_a} \quad [1.6.4]$$

sendo, C - concentração (mg/m³), CM- carga mássica (kg/d), Q_a- caudal (m³/s).

$$Q_R = Q_a \times R \quad [1.6.5]$$

sendo, Q_R- caudal de recirculação (m³/s), R- razão de recirculação (m³/h), Q- caudal proveniente do decantador secundário (m³/s).

$$Q_{TA} = Q_R + Q_a \quad [1.6.6]$$

sendo, Q_{TA} - caudal total afluyente ao decantador (m³/S), Q_R- caudal de recirculação (m³/s), R- razão de recirculação (m³/h), Q_a- caudal a proveniente de montante (m³/s).

$$CM_{CBO_5(R)} = C_R \times Q_{TA} \quad [1.6.7]$$

sendo, CM_{CBO₅(R)} - carga mássica de CBO₅ na recirculação (Kg/d), C_R - concentração de CBO₅ na recirculação (mg/m³), Q_{TA}- caudal total afluyente (m³/s).

$$CM_{(TA)} = CM_{(R)} + CM_{(DP)} \quad [1.6.8]$$

sendo, CM_{CBO₅(TA)} - carga mássica de no tanque de arejamento (kg/d), CM_R - carga mássica de recirculação (kg/d), CM_{DP} - carga mássica decantador primário (kg/d).

$$V = \frac{CM_{CBO_5(TA)}}{X \times \frac{f}{m}} \quad [1.6.10]$$

sendo, V - volume do tanque de arejamento (m³), CM_{CBO₅(TA)} - carga mássica de CBO₅ no tanque de arejamento (Kg/d), X- Concentração de microrganismos no tanque (kg SSV/m³), (f/m) - razão entre substrato e microrganismos (varia entre 0,04 kg CBO₅/kg SSV.dia e 1,0 kg CBO₅/kg SSV.dia).

$$R = \frac{X}{X_m - X} \quad [1.6.11]$$

sendo, R - razão de recirculação (m³/d), X_m - concentração de microrganismos na purga de lamas (kg/m³), X - concentração de microrganismos no reator (kg SSV/m³).

$$f_v = \frac{CM_{CBO5(TA)}}{V} \quad [I. 6.12]$$

sendo, f_v - carga orgânica volúmica (kg/m^3), V - volume do tanque de arejamento (m^3), $CM_{CBO5(TA)}$ - carga mássica de CBO5 no tanque de arejamento (Kg/d).

$$TRH = \frac{V}{Q_{TA}} \quad [I. 6.13]$$

sendo, TRH - tempo de retenção hidráulica (h), V - volume do tanque de arejamento (m^3), Q_{TA} - caudal total afluente (m^3/h).

Necessidades de oxigénio:

$$O_R = \frac{Q_{TA(MAX)} \times (CM_{CBO5(TA)} - CM_{CBO5(e)}) \times a}{PAS} + \frac{X \times V_T \times b}{24} \quad [I. 6.14]$$

sendo, O_R - necessidades de oxigénio ($kg O_2/h$), Q_{TA} - caudal total afluente (m^3/h), $CM_{CBO5(TA)}$ - carga mássica de CBO5 no tanque de arejamento (Kg/d), $CM_{CBO5(e)}$ - carga mássica de CBO5 pretendida à saída (Kg/d), X - concentração de microrganismos no tanque ($kg SSV/m^3$), V_T - volume total do tanque (m^3),

Potência de arejamento:

$$P = \frac{O_R}{\eta \times CAS} \quad [I. 6.16]$$

sendo, P - potencia de arejamento (r.p.m.), O_R - necessidades de O_2 ($kg O_2/h$), η - rendimento do equipamento (%), CAS - capacidade de arejamento superficial ($kg O_2/kw$).

Lama em excesso:

$$LE = CM_{SS IN(TA)} + a \times Q_{TA} \times (CM_{CBO5(TA)} - CM_{CBO5(e)}) - b \times V \times X \quad [I. 6.18]$$

sendo, LE - lamas em excesso ($kg.SSV/d$), Q_{TA} - caudal total afluente (m^3/h), $CM_{CBO5(TA)}$ - carga mássica de CBO5 no tanque de Arejamento (Kg/d), $CM_{CBO5(e)}$ - carga mássica de CBO5 pretendida à saída (Kg/d), X - concentração de microrganismos no tanque ($kg SSV/m^3$), V - volume do tanque de arejamento (m^3).

$$Q_w = \frac{LE}{\rho_{LA} \times PMS} \quad [I.6.19]$$

sendo, Q_w - caudal de lama em excesso a ser removido do sistema (m^3/h), LE - lamas em excesso ($kg.SSV/d$), ρ_{LA} - ρ - densidade da água (kg/m^3), PMS - percentagem de matéria seca.

$$\theta_c = \frac{V \times X}{LE} \quad [I.6.20]$$

sendo, θ_c - Idade da lamas (d), V - volume de lama a purgar (m^3), X - concentração de microrganismos no reator ($kg SSV/m^3$), LE - Lama em excesso ($kg.SSV/d$).

Dimensões do tanque de arejamento

$$H_T = h_e + BL \quad [I.6.21]$$

sendo, H_T - altura total do tanque (m), h_e - altura da lâmina líquida (m), BL - bordo livre (m).

$$A_{STA} = L_{TA} \times C_{TA} \quad [I.6.22]$$

sendo, A_{STA} - área do tanque (m^2), L_{TA} - Largura do tanque (m), C_{TA} - comprimento do tanque (m).

$$V_{TA} = A_{TA} \times h_e \quad [I.6.23]$$

Sendo, V_{TA} - volume do tanque (m^3), h_e - altura da lâmina líquida (m).

$$C_{TA} = 2 \times L_{TA} \quad [I.6.24]$$

Tabela I.10: Critérios para o dimensionamento para tanques de lamas ativadas (Albuquerque, 2008)

Critérios	Baixa carga	Media carga	Alta carga
Carga mássica, F/M (kg CBO ₅ /Kg MLVSS)	0,03 - 0,15	0,15 - 0,8	0,8 - 5
Carga orgânica volúmica, Fv (kg CBO ₅ /m ³ .d)	≤0,3	0,3 - 1	1 - 2,4
MLSS (g/l)	4 - 8	2 - 4	0,2 - 2
MLVSS, X (g/l)	2,8 - 6	1,5 - 2,8	0,14 - 1
Idade das lamas θ_c (d)	≥30	5 - 20	2 - 5
Razão de recirculação (Qr/Q)	1 - 3	0,3 - 1	0,3 - 1
Tempo de retenção hidráulico (TRH)	16 - 24	4 - 16	2 - 4
Eficiência de remoção de CBO (%)	≥90	90 - 95	80 - 90
a (mg MLVSS/MG CBO ₅ removido)	0,60	0,50	0,40
b (mg MLVSS/MG MLVSS.dia)	0,05	0,07	0,10
a' (mg O ₂ /mg CBO ₅ removido)	0,60	0,57	0,55
b' (mg O ₂ /mg MLVSS oxigénio. dia)	0,05	0,06	0,07