



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Projeto de reforço de alimentação da albufeira de Fagilde

JOÃO PAULO DA SILVA ANTUNES

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientador:

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos

Júri:

Presidente: Especialista Jorge Alexandre Dias dos Reis de Barros

Vogais:

Doutor Luís Alberto Moura de Mesquita da Cruz David

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos

Abril de 2021

Agradecimentos

Deixo em primeiro lugar, um agradecimento ao meu orientador Doutor João Santos pela sua disponibilidade e o apoio concedido para a conclusão deste trabalho.

Em segundo lugar, agradecer ao meu coorientador Prof. António Borga pela dedicação que teve em transmitir a sua experiência, a sua dedicação e a orientação dada durante a realização deste trabalho, facultando o material e os elementos de estudo necessários à sua melhor elaboração.

Por fim, agradecer à família pelo apoio incondicional, pela compreensão, tolerância e motivação que me deram ao longo deste caminho que integra uma especial conjugação do tempo de estudo com o tempo trabalho do emprego, não só durante a realização deste estudo como, também, em todo o meu percurso académico.

Resumo

O trabalho final de mestrado consiste no projeto de um sistema hidráulico para reforço de alimentação da albufeira de Fagilde, localizada no rio Dão, distrito de Viseu, a partir da albufeira da barragem de Vilar, em Moimenta da Beira. A albufeira de Fagilde é a origem de água do abastecimento público às populações dos concelhos de Viseu, Mangualde, Nelas e Penalva do Castelo.

A situação dramática do período de seca que ocorreu no fim da estação de verão do ano de 2017, demonstrou a existência de um problema de falta de água para abastecimento público daquela região que é urgente solucionar. A grave carência implicou tomar medidas de recurso para ultrapassar o problema, tendo-se recorrido a camiões-cisterna para transportar água tratada e bruta de outras regiões próximas. As chuvas do inverno de 2018 compensaram a seca de 2017, mas o ano de 2019 surgiu como novo ano de seca, voltando a reacender a discussão sobre o mesmo problema da escassez de água na região.

Fazem parte deste projeto a avaliação do caudal de dimensionamento do sistema (com base na análise dos registos das necessidades do sistema de abastecimento das populações servidas e do regime de caudais afluentes à albufeira de Fagilde), o estudo de 3 soluções técnicas alternativas para o sistema de reforço à albufeira de Fagilde e a conceção e dimensionamento do sistema hidráulico para o reforço de alimentação pretendido.

Palavras-chave

Albufeira de Fagilde, Albufeira do Vilar, condutas, transvase, abastecimento água, estação elevatória, bacia hidrográfica.



Abstract

This final master's work will consist of the design of a hydraulic system to reinforce the supply to the Fagilde reservoir, located on the Dão river, Viseu district, from the Vilar dam reservoir in Moimenta da Beira. The Fagilde reservoir is the source of public water supply to inhabitants spread over the municipalities of Viseu, Mangualde, Nelas and Penalva do Castelo.

The dramatic drought situation occurred at the end of the summer season 2017 demonstrated the existence of a serious water availability problem for public supply in that region that need urgently be solved. The serious shortage implied taking remedial measures to overcome the problem, with tank trucks being used to transport raw and treated water from other nearby regions. The 2018 winter rains redressed the 2017 drought, but 2019 emerged as a new year of drought, rekindling the discussion about the same problem of water scarcity in the region.

The main objectives of the project were the assessment of the design flow (based on the analysis of water need records for the served populations and on the flow regime affluent to the Fagilde reservoir) and the conception and design of the reinforcement hydraulic system.

In this planning phase of the Final Master's Work, three alternative technical solutions for the Fagilde reservoir reinforcement system were considered. These solutions were the target of a comparative technical-economic study.

Key words

Fagilde reservoir, Vilar reservoir, pipelines, transfer, water supply, pumping station, hydrographic basin.

Índice Geral

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Considerações gerais.....	1
1.2.	Justificação da escolha do tema	3
1.3.	Objetivos	5
1.4.	Metodologia	5
2.	CARACTERIZAÇÃO GERAL DOS SISTEMAS ENVOLVIDOS.....	7
2.1.	Aproveitamento hidráulico de Fagilde.....	7
2.2.	Aproveitamento hidráulico de Vilar	10
2.3.	Aproveitamento hidráulico de Varosa	14
3.	CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO	17
3.1.	Considerações gerais.....	17
3.2.	Horizonte de projeto	17
3.3.	Volumes necessários para o abastecimento	17
3.3.1.	População a servir	17
3.3.1.1.	População atual	17
3.3.1.2.	População prevista	18
3.3.2.	Capitações	19
3.3.3.	Volume Consumido	20
3.3.3.1.	Volume baseado na população e capitação.....	20
3.3.3.2.	Consumos registados	21
3.3.3.3.	Consumos a considerar	22
3.4.	Volumes afluentes à albufeira.....	22
3.4.1.	Considerações gerais.....	22
3.4.2.	Escoamento em Fagilde por extrapolação	25
3.4.3.	Análise ao registo de volumes armazenados em Fagilde.....	28
3.4.4.	Simulação da exploração	31
3.5.	Volumes considerados a transportar para a albufeira	34
3.6.	Caudal de dimensionamento a considerar.....	34
4.	ANÁLISE DAS SOLUÇÕES ALTERNATIVAS	35
4.1.	Conceção de soluções	35
4.2.	Solução 1 - Albufeira Varosa – Albufeira Fagilde	36
4.2.1.	Considerações gerais.....	36
4.2.2.	Estimativa de custos da solução.....	37
4.3.	Solução 2 - Albufeira Vilar – Albufeira Fagilde, escoamento gravítico	39
4.3.1.	Considerações gerais.....	39
4.3.2.	Estimativa de custos da solução.....	42
4.4.	Solução 3- Albufeira Vilar – Albufeira Fagilde (bombagem + gravítico).....	46
4.4.1.	Considerações gerais.....	46
4.5.	Escolha da solução	49
5.	CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA.....	50
5.1.	Considerações gerais.....	50

5.2.	Captação.....	56
5.3.	Restituição.....	57
5.4.	Traçado em planta.....	60
5.5.	Reservatórios.....	62
5.6.	Dimensionamento	63
5.6.1.	Considerações gerais.....	63
5.6.2.	Caudal de cálculo	63
5.6.3.	Conduas elevatórias	65
5.6.3.1.	Diâmetros admissíveis	65
5.6.3.2.	Perdas de carga e altura de elevação.....	66
5.6.3.3.	Estudo económico das conduas elevatórias	69
5.6.4.	Conduas gravíticas	80
5.6.4.1.	Diâmetro/velocidade	80
5.6.4.2.	Energia disponível	80
5.6.5.	Tubagem com escoamento em superfície livre.....	81
5.6.6.	Volume dos reservatórios	83
5.7.	Resumo dos custos.....	85
6.	CONCLUSÕES	86
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Volumes Totais Armazenados da Albufeira de Fagilde.....	9
Tabela 2 - População residente (n.º hab).....	18
Tabela 3 – Evolução da população	19
Tabela 4 – Evolução da população e capitações	20
Tabela 5 – Cálculo do caudal médio mensal consumido	20
Tabela 6 – Cálculo do caudal médio mensal a fornecer.....	21
Tabela 7 – Necessidades mensais do ano 2018 (SMAS de Viseu).....	21
Tabela 8 – Valores mínimos do escoamento afluente mensal a Fagilde (dam ³).....	25
Tabela 9 – Registos mensais de Cotas da Albufeira de Fagilde	30
Tabela 10 – Registos mensais de Cotas da Albufeira de Fagilde	30
Tabela 11 – Valores das necessidades mensais para efeitos de simulação	31
Tabela 12 – Temperatura média, T, na albufeira de Fagilde, de 2000 a 2020 em °C (IPMA)	32
Tabela 13 – Valor médio em percentagem, p, do número total anual de horas de sol para diferentes latitudes (IPMA).....	32
Tabela 14 – Valores da Evapotranspiração, E, determinados pela fórmula de Blaney-Criddle	32
Tabela 15 – Resumo da estimativa de custos da Solução 1	39
Tabela 16 – Resumo da estimativa de custos da solução 2.....	45
Tabela 17 – Registos do Escoamento Mensal na Hidrométrica Moinhos de Pepim.....	59
Tabela 18 – Velocidades para os diâmetros do estudo.....	66
Tabela 19 – Perdas de carga para os diâmetros do estudo	67
Tabela 20 – Estudo comparativo de custos estimados dos diversos diâmetros da conduta	76
Tabela 21 – Estudo comparativo de custos estimados para as 2 alternativas	77
Tabela 22 – Cálculo da potência das bombas	78
Tabela 23 – Resumo dos custos do sistema	85



Índice de Figuras

Figura 1 – Localização das albufeiras de Fagilde Vilar e de Varosa.....	1
Figura 2 – Vista aérea da barragem de Fagilde.....	7
Figura 3 – Barragem de Fagilde.....	8
Figura 4 – Perfil da barragem de Fagilde.....	8
Figura 5 – Curva de Volumes Armazenados em função do nível na albufeira de Fagilde.....	10
Figura 6 – Barragem de Vilar	11
Figura 7 – Albufeira de Vilar - Cota mensal mínima registada de 1990 a 2020.....	12
Figura 8 – Albufeira de Vilar - Volume armazenado mínimo mensal registado de 1990 a 2020	12
Figura 9 – Distância e desnível entre as duas albufeiras.....	13
Figura 10 – Barragem de Varosa	14
Figura 11 – Albufeira de Varosa - Cota mensal mínima registada de 1990 a 2020.....	15
Figura 12 - Albufeira de Varosa – Volume armazenado mínimo mensal registado de 1990 a 2020.....	16
Figura 13 – Bacia hidrográfica para a barragem de Fagilde (área da bacia = 428 km ²).....	23
Figura 14 – Caudal mínimo mensal afluente na albufeira de Fagilde (dam ³).....	26
Figura 15 – Caudal mínimo mensal afluente incluindo o consumo mensal	27
Figura 16 – Localização das soluções: Varosa, Vilar e Fagilde	35
Figura 17 – Perfil esquemático entre albufeira de Varosa e albufeira de Fagilde	36
Figura 18 – Distância e desnível entre as duas albufeiras.....	40
Figura 19 – Topografia do terreno, vista em planta do troço Vilar – Fagilde	41
Figura 20 – Perfil topográfico com indicação do possível traçado do túnel e da conduta.....	41
Figura 21 – Pormenor da implantação do traçado do sistema com as 2EE.	47
Figura 22 – Esquema em perfil do troço de bombagem para o caso de 2EE.....	47
Figura 23– Pormenor da implantação do traçado do sistema com as 3EE.	48
Figura 24 – Esquema em perfil do troço de bombagem para o caso de 3EE.....	48
Figura 25 – Tomada de água em ralo com ligação ao poço captação.....	56
Figura 26 – Estrutura de restituição ou testa jusante “Boca de lobo”.....	58
Figura 27 – Estrutura de restituição ou testa jusante “Boca de Lobo”	58
Figura 28 – Gráfico do Escoamento mensal de Moinhos de Pepim	59
Figura 29 – Traçado em planta.....	61
Figura 30 – Reservatórios metálicos modulares	62
Figura 31 – Possíveis bombas a considerar.....	79

Peças desenhadas

- Desenho 1 – Planta de implantação da conduta
- Desenho 2 – Perfil longitudinal da conduta elevatória - 2 Estações Elevatórias
- Desenho 3 – Perfil longitudinal da conduta elevatória - 3 Estações Elevatórias
- Desenho 4 – Perfil longitudinal da conduta troço gravítico
- Desenho 5 – Perfil longitudinal da conduta elevatória, localização acessórios
- Desenho 6 – Perfil longitudinal da conduta troço gravítico, localização acessórios
- Desenho 7 – Planta esquemática da tomada de água
- Desenho 8 – Corte esquemático da zona de captação
- Desenho 9 – Poço de captação
- Desenho 10 – Estação Elevatória na zona de captação
- Desenho 11 – Desenho tipo de Estação Elevatória + Reservatório, Planta
- Desenho 12 – Desenho tipo de Estação Elevatória + Reservatório, Corte
- Desenho 13 – Boca de descarga (Boca de Lobo)
- Desenho 14 – Câmara de Ventosa
- Desenho 15 – Câmara de descarga de fundo, Planta
- Desenho 16 – Câmara de descarga de fundo, Corte
- Desenho 17 – Vala tipo
- Desenho 18 – Maciços de amarração
- Desenho 19 – Câmara de perda de carga
- Desenho 20 – Câmara de inspeção para válvulas de seccionamento



Abreviaturas e Simbologia

DN	Diâmetro nominal
E	Evapotranspiração
EE	Estação elevatória
EN	Norma europeia
Ev	Evaporação
FF	Ferro fundido
FFD	Ferro fundido dúctil
L.E.	Linha de energia
NMC	Nível máximo de cheia
NmE	Nível mínimo de exploração
NP	Norma Portuguesa
NPA	Nível pleno de armazenamento
m.c.a.	Metros de coluna de água
MRS	Resistência mínima requerida
PEAD	Polietileno de alta densidade
PVC	Policloreto de vinílico
PN	Pressão nominal
RGSPDADAR	Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais
SN	Classe de rigidez circunferencial



Acrónimos

APA	Agência Portuguesa do Ambiente
EDP	Eletricidade de Portugal
ONU	Organização das Nações Unidas
OMS	Organização Mundial da Saúde
SNIRH	Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos
SMAS de Viseu	Serviços Municipalizados de Água e Saneamento de Viseu



1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações gerais

O presente documento respeita ao *Trabalho Final de Mestrado* que visa a elaboração de um projeto de viabilidade técnico-económica do reforço de alimentação à albufeira de Fagilde, localizada no rio Dão, distrito de Viseu (*Figura 1*).

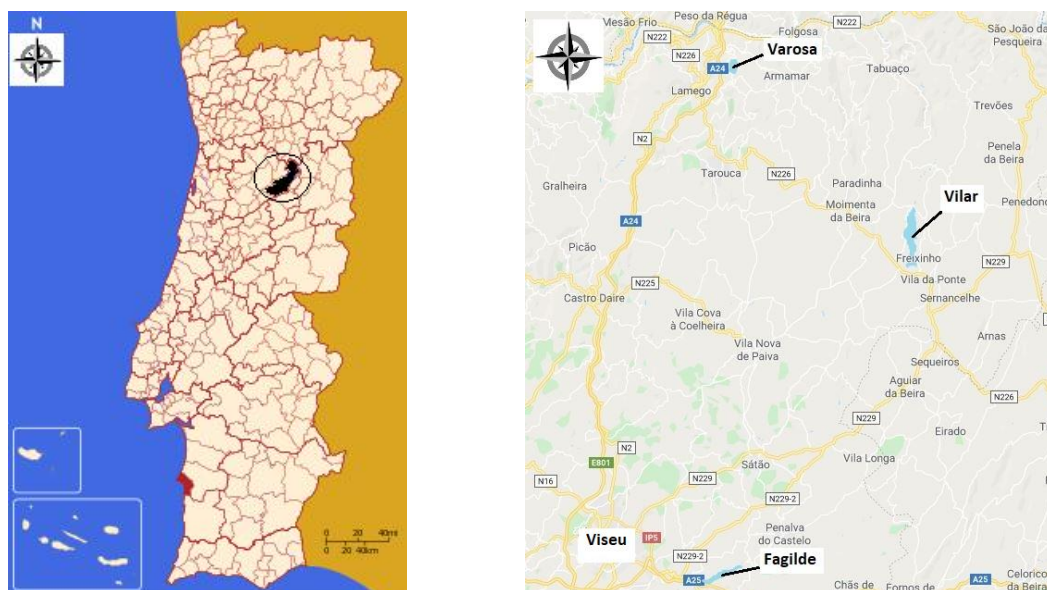


Figura 1 – Localização das albufeiras de Fagilde Vilar e de Varosa

O aproveitamento da barragem de Fagilde tem como fim o abastecimento público, mas a sua albufeira tem mostrado dificuldades para satisfazer as necessidades dos sistemas de abastecimento de água servidos a partir dos volumes disponíveis nesta albufeira.

O nível baixo a que chegou a água da albufeira no fim do verão do ano de 2017 devido a um período prolongado de seca no país, evidenciou existir um problema de falta de água no abastecimento público na região que é necessário solucionar com urgência, e que, consequentemente, motivou o interesse do presente estudo.

Atualmente, desta albufeira é captada e tratada água para abastecimento de quatro concelhos (Viseu, Mangualde, Nelas e Penalva do Castelo), num total de 141.147 habitantes.

Eventualmente, as razões que levaram ao resultado dos deficits de abastecimento registados, podem ter justificação pela falta de investimento público que condiciona intervenções de:

-
- melhoramento para aumento da capacidade da albufeira;
 - melhoramento dos atuais sistemas de abastecimento;
 - procura de construção de novas origens de água de reforço.

No melhoramento para aumento da capacidade da albufeira, dá-se como exemplo, a falta de investimento em obras para aproveitamento das antigas ensecadeiras e/ou o aumento da capacidade de suporte da barragem alteando a cota de coroamento da barragem, com uma revisão e manutenção dos respetivos órgãos de acionamento.

Falta investimento nos atuais sistemas públicos de abastecimento de água que poderiam ser melhorados no sentido de se resolver o problema dos enormes volumes de água que se perdem todos os anos, devido a fugas e roturas resultantes do mau estado das suas infraestruturas e do fraco controlo das suas redes de distribuição que leva a ligações ilegais de ramais.

Criar condições no sistema para a utilização de águas residuais em usos compatíveis (Reutilização), desenvolver estudos na prospeção para captações subterrâneas, são medidas alternativas que se pode considerar como procura de construção de novas origens de água de reforço.

O problema das alterações climáticas que abrange todo o mundo, afeta também o nosso país, prevendo-se, conseqüentemente, que venha a provocar períodos sem chuva cada vez mais frequentes. As alterações climáticas são um tema que tem sido estudado por vários autores aprofundadamente devido às mudanças que se têm registado e aos impactos que têm provocado. Estas mudanças incluem a ocorrência de fenómenos extremos de precipitação e temperatura do ar, como precipitações mais intensas e severas, períodos longos sem ocorrência de precipitação e episódios tanto de excesso de temperaturas como de temperaturas demasiado baixas (1).

Atualmente os recursos hídricos afiguram-se como uma das temáticas mais debatidas e exigentes, revestida, geralmente, de grande complexidade, envolvendo um número considerável de intervenientes. A importância destes recursos exige uma gestão tendencialmente mais eficiente, em muito relacionada com a pressão que o crescimento demográfico exerce sobre estes, bem como, a modos de vida mais exigentes face ao consumo de água (2). Ou seja, a alteração de hábitos de consumo de água com a evolução das sociedades, leva a maiores exigências nos sistemas de abastecimento.

O estudo visa a definição de uma solução técnica que permita o reforço das aflúncias à albufeira de Fagilde por forma a garantir nesta um nível mínimo de água capaz de satisfazer as solicitações do abastecimento público a jusante.

As fontes mais próximas de volumes disponíveis que se considerou serem uma possibilidade mais viável, foram a albufeira de Vilar, no rio Távora, perto da aldeia de Vilar, pertencente aos concelhos de Sernancelhe e Moimenta da Beira e a albufeira de Varosa, localizada no rio Varosa, concelho de Lamego (*Figura 1*).

A albufeira de Vilar tem o seu nível de pleno armazenamento (NPA) à cota de 552 m, com uma distância horizontal e em linha reta à albufeira de Fagilde de cerca de 41,5 km.

A albufeira de Varosa tem o seu nível de pleno armazenamento (NPA) à cota de 264 m, com uma distância horizontal e em linha reta à albufeira de Fagilde de cerca de 53,0 km.

O nível de pleno armazenamento (NPA) da albufeira de Fagilde é a cota de 310 m, inferior 242 m em relação ao NPA da albufeira de Vilar e superior 46 m em relação ao NPA da albufeira de Varosa.

Isto permitiu considerar estudar 3 soluções possíveis:

- Solução 1, entre a albufeira de Varosa e albufeira de Fagilde, por um sistema elevatório;
- Solução 2, entre a albufeira de Vilar e albufeira de Fagilde, por um sistema gravítico;
- Solução 3, também, entre a albufeira de Vilar e albufeira de Fagilde, mas por um sistema elevatório;

O caudal de dimensionamento será avaliado com base num balanço entre as necessidades e as disponibilidades ao longo do ano, para um horizonte de 20 anos.

A construção de uma nova barragem, para além de ser mais dispendiosa, obriga a demorados estudos de projeto e a longos períodos de análise e aprovação para o seu licenciamento, nomeadamente, os Estudos de Impacte Ambiental.

1.2. Justificação da escolha do tema

A água é um elemento de fundamental importância para a vida de todas as espécies da natureza, portanto, garantir a sua manutenção e a sua qualidade deverá ser a principal preocupação de

qualquer ser humano. Trata-se de um bem escasso de recurso limitado, essencial à sobrevivência de qualquer ser vivo, que tem sido maltratado pela espécie humana por meio de seus diferentes hábitos, interferindo negativamente no ciclo natural da água. A falta de água doce no Planeta será, possivelmente, um dos mais graves problemas deste século. Prevê-se que, nos próximos vinte anos, a quantidade de água doce disponível para cada habitante seja drasticamente reduzida.

Reconhecida pela Organização das Nações Unidas (ONU) como um recurso fundamental à vida e ao ambiente, a água é igualmente fundamental para o equilíbrio sustentável dos ecossistemas e para o crescimento econômico e desenvolvimento social e humano dos povos e um elemento simbólico da maior relevância para a Humanidade (3).

Considerada até há poucas décadas como recurso inesgotável (4), sabe-se agora que se trata de um recurso renovável, mas finito, cuja disponibilidade é fortemente influenciada quer pela variabilidade climática, quer pela forma como se utiliza, consome e rejeita, quer ainda pelo uso e ocupação do solo. O crescimento da população e do consumo unitário, associado à melhoria do nível de vida das populações, traz para o momento presente o risco real da escassez de água e, com ele, os potenciais conflitos daí gerados (5).

Segundo a Organização Mundial da Saúde (OMS), em 2025, duas de cada três pessoas viverão situações de carência de água, caso não haja mudanças no padrão atual de consumo de água.

As carências e as dificuldades da Albufeira da Barragem de Fagilde para satisfazer o normal abastecimento de água potável às populações servidas a jusante, justificam o interesse no estudo e na avaliação de soluções de reforço possíveis.

Sendo a Hidráulica o objetivo da área de especialização do autor no ciclo de estudos para a obtenção do Grau Mestre em Engenharia Civil, será da sua preferência toda a abordagem aos assuntos e estudos relacionados com esta especificidade, proporcionando também melhor interesse para aproveitar e aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo do curso.

Neste estudo serão aplicados os conhecimentos obtidos no âmbito do curso de mestrado, nomeadamente, os obtidos nas unidades curriculares correspondentes como sejam Hidráulica Fluvial, Hidrologia, Obras Hidráulicas e Hidráulica Computacional.

1.3. Objetivos

O objetivo do estudo consiste em obter uma solução que evite a falta de água em qualquer período do ano na albufeira de Fagilde, nomeadamente, no período de seca.

Pretende-se obter resultados e conclusões para resolver o problema de falta de água através da construção de um sistema vantajoso que possa ser implementado a curto prazo, com pouco impacto ambiental, tecnicamente rápido e de fácil execução.

O estudo a desenvolver deve permitir:

- A determinação do volume máximo mensal necessário a considerar no dimensionamento da conduta a projetar para um horizonte de 20 anos;
- Elaborar o projeto de um sistema de condutas que permita o transvase para a albufeira de Fagilde;
- Conseguir que o volume calculado permita manter a cota do nível da água na albufeira de Fagilde acima do nível mínimo de exploração (NmE), por forma a garantir um volume suficiente de água para o abastecimento normal.

1.4. Metodologia

A metodologia seguida no desenvolvimento deste estudo compreende:

- 1º. Pesquisa bibliográfica: obtenção das características da albufeira de Fagilde da sua bacia hidrográfica (registos dos caudais afluentes) e informação sobre as populações a servir e sobre temas de hidrologia relacionados com o sistema em estudo;
- 2º. Fazer a análise dos caudais afluentes à barragem de Fagilde através de métodos estatísticos tendo por base registos obtidos do SNIRH – Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (6):
 - a. Registos de cotas do nível da água na albufeira (Estações Hidrométricas);
 - b. Registos de caudais afluentes (Estações Hidrométricas);
 - c. Simulação da exploração da albufeira.
- 3º. Balanço entre disponibilidades e necessidades e determinação do caudal de projeto com projeção para um horizonte de 20 anos;

-
- 4º. Análise das alternativas de soluções com o reforço da capacidade de armazenamento do sistema;
 - 5º. Dimensionamento do sistema com a elaboração das peças desenhadas e peças escritas que incluem Descrições, Cálculos e Especificações.

2. CARACTERIZAÇÃO GERAL DOS SISTEMAS ENVOLVIDOS

2.1. Aproveitamento hidráulico de Fagilde

Construída em pleno leito do Rio Dão, esta barragem (*Figura 2*, *Figura 3* e *Figura 4*) teve como objetivo o abastecimento urbano de água a parte dos concelhos vizinhos de Viseu, Mangualde, Nelas e Penalva do Castelo, num total de 141.147 habitantes.



imagem google earth (7)

Figura 2 – Vista aérea da barragem de Fagilde

Trata-se de uma barragem em betão (de estrutura tipo “Arco Abóboda” com três contrafortes) com 27,0 m de altura acima da fundação (fundação em granito) e 18,5 m de altura acima do terreno natural, com a cota de coroamento 312,5 m e o nível de pleno armazenamento (NPA) 310 m e o nível de máxima cheia (NMC) 311,6 m. O descarregador de cheias é no corpo da barragem, com duas comportas e uma capacidade máxima de descarga de 515 m³/s (8).



Imagens SNIRH (6)

Figura 3 – Barragem de Fagilde

A bacia hidrográfica na seção da barragem tem uma área de 428 km². A precipitação média anual sobre a bacia é de 483 mm. O caudal de cheia, para um período de retorno de 100 anos, foi avaliado em 547 m³/s (8).

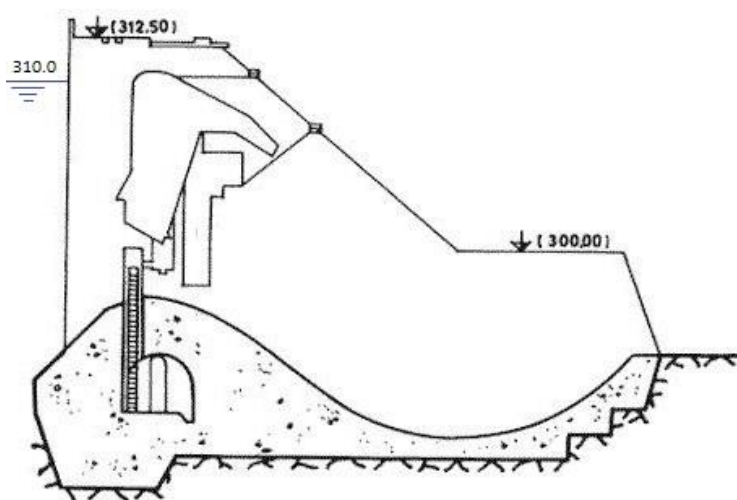


Imagem SNIRH (6)

Figura 4 – Perfil da barragem de Fagilde

A área superficial da albufeira é de cerca de 80 hectares ao NPA e a sua capacidade útil é de 2800 dam³.

O Nível Mínimo de Exploração (NmE) da albufeira é de 300 m que corresponde a um volume de 93 dam³ de água (*Tabela 1 e Figura 5*), abaixo do qual, cessa a captação.

Na *Tabela 1*, apresentam-se os resultados de volumes armazenados em função da cota do nível de água na albufeira de Fagilde.

Esta informação foi obtida a partir dos dados de registos da estação hidrométrica localizada na barragem de Fagilde (6).

Tabela 1 – Volumes Totais Armazenados da Albufeira de Fagilde

Dados SNIRH (6)

Cota Albufeira (m)	Vol. Armazenado (dam3)
294	11
295	16
296	23
297	33
298	46
299	66
(NME) 300	93
301	133
302	174
303	268
304	392
305	539
306	758
307	1138
308	1559
309	2249
310	2893

(**Cota = 300**) - Nível Mínimo de Exploração da albufeira (NmE)

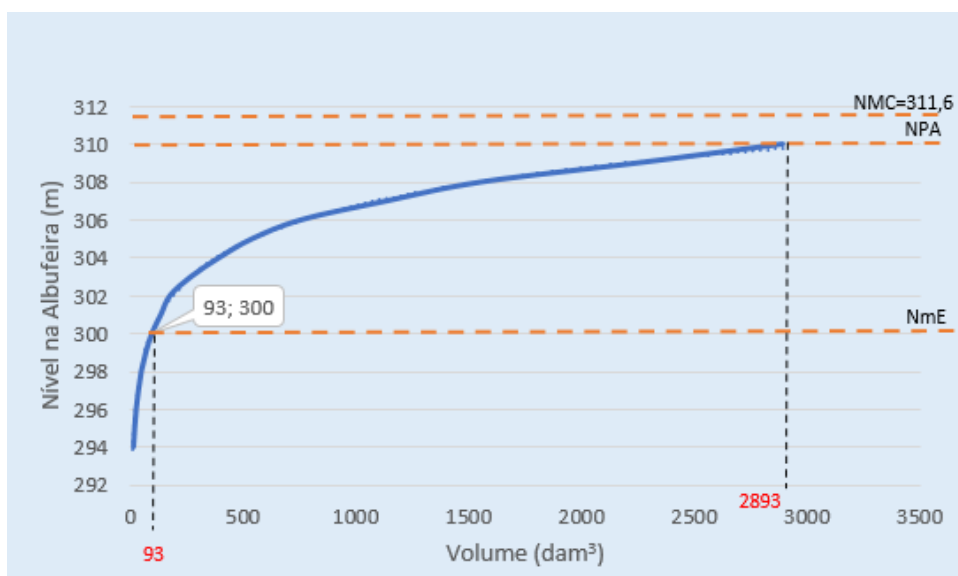


Figura 5 – Curva de Volumes Armazenados em função do nível na albufeira de Fagilde

Em novembro de 2017 a Barragem de Fagilde estava com 360 dam^3 de água (267 dam^3 de capacidade útil), ou seja, cerca de 9,5% da sua capacidade útil.

A disponibilidade de água para consumo no mês de novembro de 2017 foi de 270 dam^3 ($360 - 93 = 267 \approx 270$), (Tabela 1).

De referir que o volume de água que é captado da barragem durante o mês de novembro é normalmente de 600 dam^3 , que corresponde ao consumo médio necessário para abastecer as populações dos municípios abrangidos.

Esta necessidade era mais do dobro do volume daquela que se encontrava disponível na albufeira em novembro de 2017.

2.2. Aproveitamento hidráulico de Vilar

A Barragem de Vilar (Figura 6) é uma barragem de enrocamento com cortina impermeável a montante construída no rio Távora, perto da aldeia de Vilar (Moimenta da Beira), pertencente aos Concelhos de Sernancelhe e Moimenta da Beira. O aproveitamento de Vilar é de fins múltiplos, nomeadamente: regularização dos caudais no rio, produção de energia elétrica (central hidroelétrica de Tabuaço) e abastecimento urbano a cerca de 22.233 habitantes (8).



Imagem SNIRH (6)

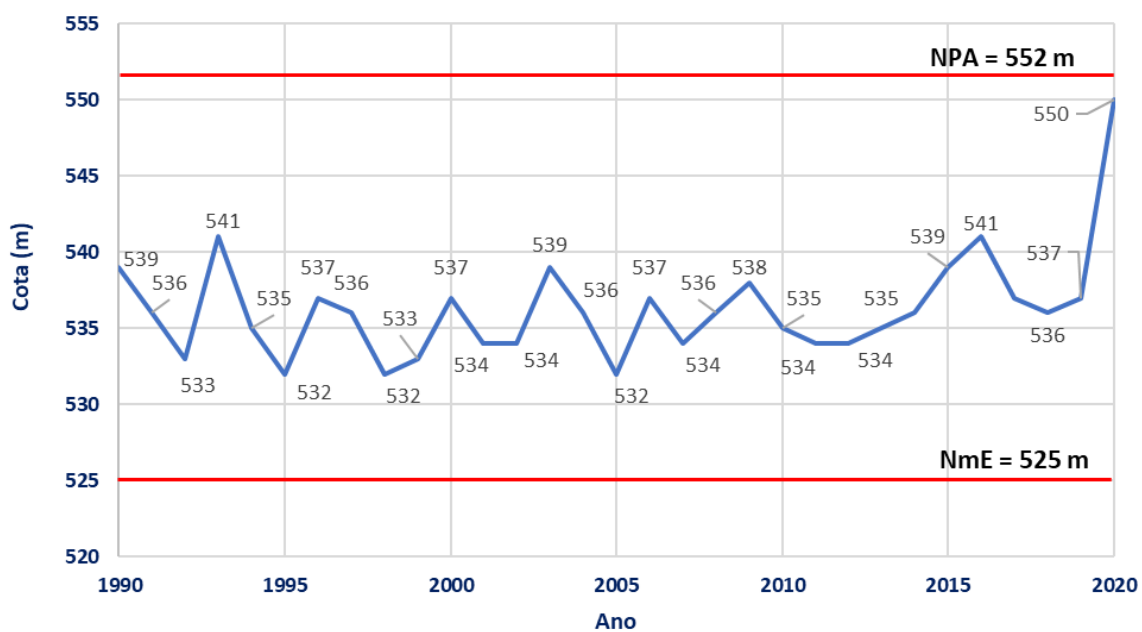
Figura 6 – Barragem de Vilar

A barragem possui uma altura de 58 m acima da fundação (55 m acima do terreno natural) e um comprimento de coroamento de 240 m. A sua cota de coroamento é 555 m e o nível de pleno armazenamento (NPA) 552 m. O nível de máxima cheia (NMC) é 555 m, sendo a capacidade máxima dos descarregadores de cheia de 500 m³/s.

A bacia hidrográfica na secção da barragem tem uma área de 359 km². A precipitação média anual sobre a bacia é de 948 mm. O caudal de cheia foi avaliado em 500 m³/s (8).

A superfície inundável é de 670 ha (hectares) ao nível do NPA e a cota do nível mínimo de exploração (NmE) é de 525 m.

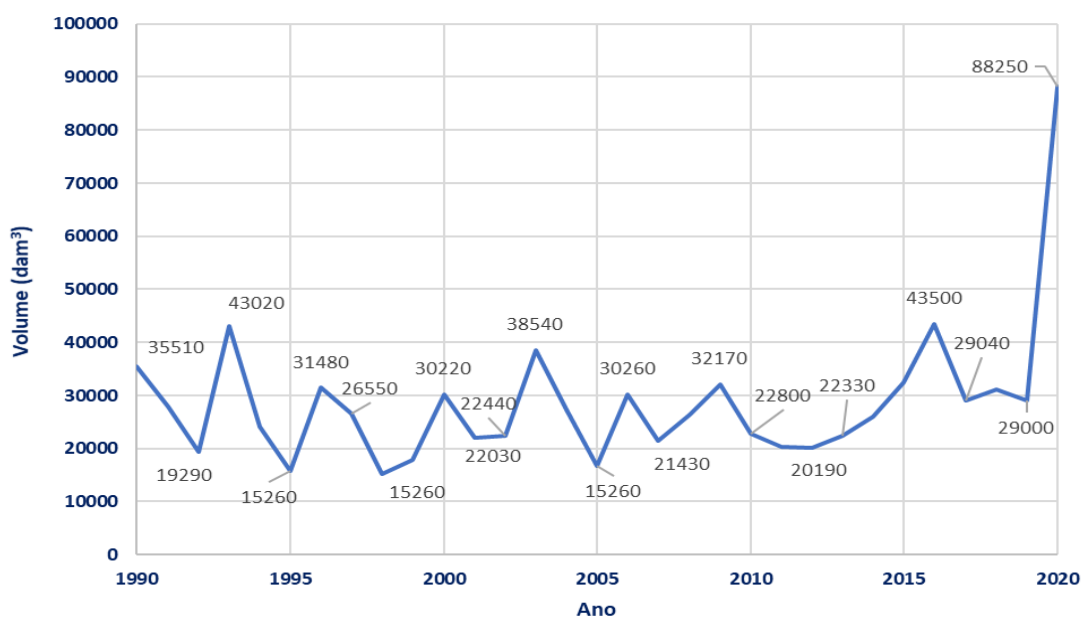
Pelos dados obtidos pelo Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos, constata-se que entre os registos desde janeiro de 1990 a março de 2020, a cota mínima registada nunca atingiu o nível mínimo de exploração (NmE = 525 m). A cota mínima que se registou nesse período foi a cota 532 m nos anos de 1995, 1998 e 2005 (*Figura 7*).



Dados SNIRH (6)

Figura 7 – Albufeira de Vilar - Cota mensal mínima registada de 1990 a 2020

Para o mesmo período, o volume útil armazenado mínimo mensal na albufeira foi registado nos mesmos anos correspondentes às cotas mínimas, (1995, 1998 e 2005), com o volume de 15.260 dam³ (15.260.000 m³), cerca de 5,5 (15.260/2.800) vezes mais do que o volume máximo da albufeira de Fagilde (Figura 8).



Dados SNIRH (6)

Figura 8 – Albufeira de Vilar - Volume armazenado mínimo mensal registado de 1990 a 2020

Em comparação com o nível pleno armazenamento da albufeira de Fagilde (NPA = 310 m), o desnível representa uma altura de 242 m. A distância horizontal entre as duas albufeiras é cerca de 41,5 km (*Figura 9*).

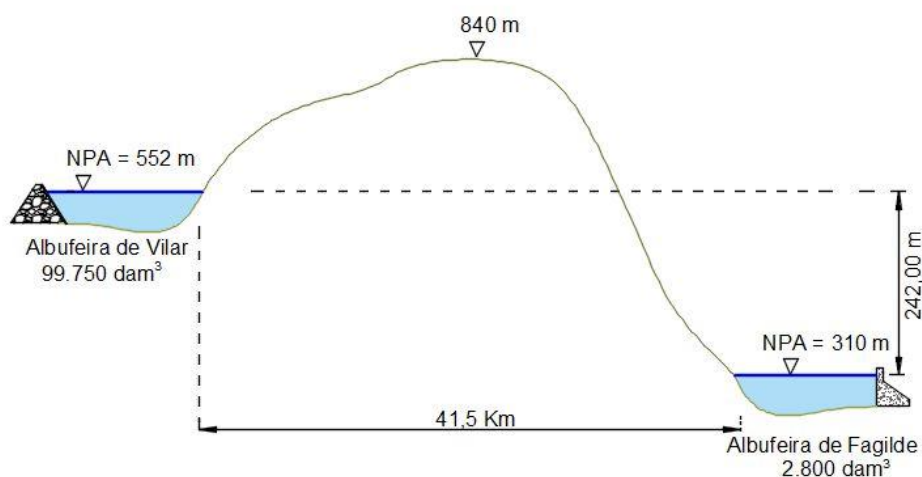


Figura 9 – Distância e desnível entre as duas albufeiras

Não foi considerado no estudo o impacto nos níveis de armazenamento na albufeira do Vilar. Sendo uma barragem com capacidade de armazenamento muito maior que a albufeira de Fagilde (Vilar tem um volume cerca de 35 vezes maior que Fagilde), considerou-se desprezável o efeito da transferência de disponibilidades para Fagilde no volume armazenado em Vilar.

Também não foi considerado no estudo, o impacto do período de seca na albufeira de Vilar, uma vez que os registos existentes mostram que a albufeira de Vilar se tem mantido sempre acima dos níveis mínimos de exploração.

Apesar daquela distância entre as albufeiras, o comprimento total previsto do sistema de condutas a projetar é de cerca de 38,1 km (16,0 km por bombagem e 22,1 km por gravidade). Prevê-se a descarga do caudal transportado na ribeira de Coja (afluente do rio Dão), a jusante da qual o reforço de afluência à albufeira de Fagilde se processa em escoamento natural.

2.3. Aproveitamento hidráulico de Varosa

A barragem de Varosa (*Figura 10*) localiza-se no rio Varosa, concelho de Lamego, distrito de Viseu, Portugal (6). É uma barragem em arco abóboda de betão, possui uma altura de 76 m acima do terreno natural e um comprimento de coroamento de 213 m (largura de 3,44 m).

A barragem entrou em funcionamento em 1934 para a atividade de produção de energia elétrica explorada pela EDP.

A albufeira da barragem pertence à bacia hidrográfica do Douro, apresenta uma superfície inundável ao NPA de 0,7 km² (70 ha) e tem uma capacidade útil total de 12.943 dam³.

As cotas de água na albufeira são: NPA = 264 m, NMC = 265 m e NmE = 224 m.

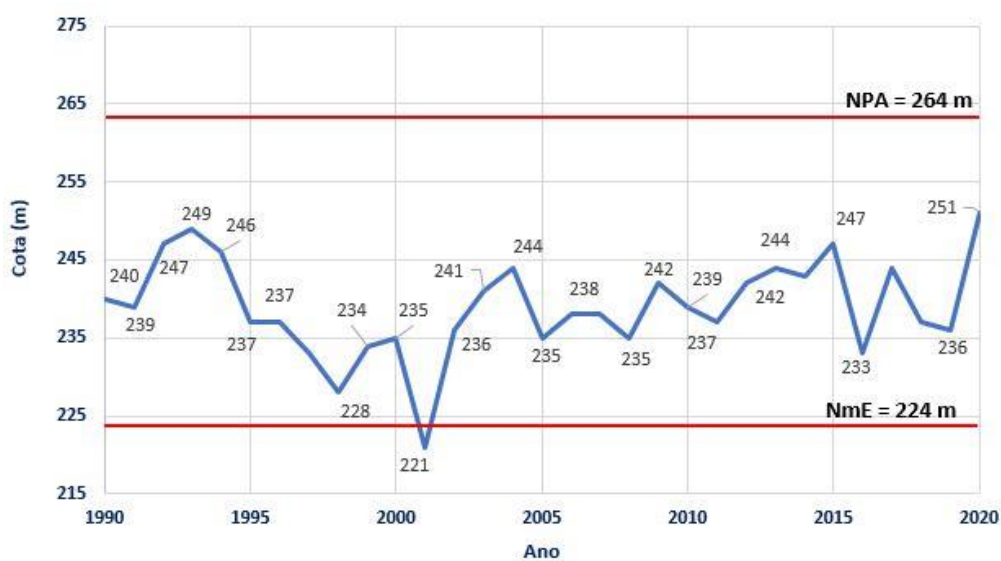
A capacidade útil da albufeira de Varosa é cerca de 4 vezes maior que a da albufeira de Fagilde. O desnível entre as duas albufeiras é de somente 46,00 m e distam cerca de 53,0 km, em linha reta, e cerca de 99,7 km por estrada.



Imagem SNIRH (6)

Figura 10 – Barragem de Varosa

Pelos dados obtidos pelo Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos, constata-se que entre os registos de janeiro de 1990 a abril de 2020, o nível da água da albufeira só uma vez foi inferior à cota mínima para um registo à cota de 221 m, 3 m abaixo do nível mínimo de exploração (NmE = 224 m). Essa cota mínima registou-se em 30/09/2001, num período em que no mês anterior se registou uma cota de 235 m (cerca de 1.652 dam³ de volume de água armazenado), e no mês seguinte se registou uma de 236 m, cerca de 2.000 dam³ de volume de água armazenado (*Figura 11*).

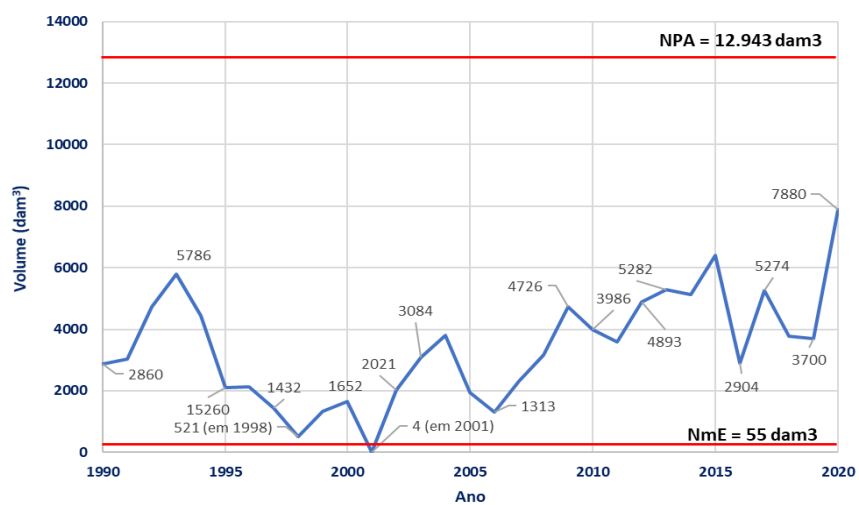


Dados SNIRH (6)

Figura 11 – Albufeira de Varosa - Cota mensal mínima registada de 1990 a 2020

Acima do NmE, o volume armazenado mínimo que se registou é o que corresponde à cota 228, um volume de 521 dam³ (*Figura 12*), tendo sido verificado em 31/08/1998.

Podendo admitir-se que o único registo abaixo do NmE terá sido uma falha ou uma anomalia, conclui-se que a albufeira sempre se manteve em condições positivas de exploração.



Dados SNIRH (6)

Figura 12 - Albufeira de Varosa – Volume armazenado mínimo mensal registado de 1990 a 2020

3. CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO

3.1. Considerações gerais

Com o objetivo de determinar os caudais de dimensionamento do sistema a construir, foram analisadas as necessidades de consumo das populações servidas e os volumes afluentes à albufeira provenientes da respetiva bacia hidrográfica.

As necessidades de consumo foram avaliadas a partir da população servida e da respetiva capitação, e das suas evoluções previstas, e também com base nos registos de consumos fornecidos pelas entidades gestoras.

Os volumes afluentes à albufeira foram determinados com base nos caudais médios mensais registados nas estações existentes na bacia hidrográfica e com base no registo da variação dos volumes armazenados na albufeira.

Com base nessa informação foi efetuada uma simulação da evolução dos volumes armazenados durante o período abrangido pelos registos para avaliar a frequência com que o volume armazenado se pode tornar insuficiente para garantir os consumos.

3.2. Horizonte de projeto

Considerou-se neste estudo que houvesse um horizonte de projeto que não fosse além dos 20 anos. A justificação para um horizonte de projeto de 20 anos é por se prever que este seja o tempo suficiente para que novas soluções alternativas possam, entretanto, surgir, nomeadamente a construção de novas barragens.

3.3. Volumes necessários para o abastecimento

3.3.1. População a servir

3.3.1.1. População atual

Apresentam-se na *Tabela 2* os registos da evolução da população residente nos concelhos de Viseu, Mangualde, Nelas e Penalva do Castelo, retirados do sítio da Pordata:

<https://www.pordata.pt/Municipios/Popula%C3%A7%C3%A3o+residente++estimativas+a+31+de+Dezembro-120>.

Para os anos selecionados como amostra, a saber, 1981, 2001, 2008 e 2018, verifica-se a tendência em cada concelho, no seu conjunto de progressiva diminuição dos efetivos com a evolução dos anos, exceto Viseu que teve um período inicial de crescimento, mas que parece apresentar anualmente também uma tendência decrescente.

Tabela 2 - População residente (hab)

Dados Pordata (9)

Concelho	Ano 1981	Ano 2001	Ano 2008	Ano 2013	Ano 2018
Viseu	83.899	94.269	98.362	98.424	96.991
Mangualde	21.533	20.945	20.178	19.845	18.618
Penalva Castelo	10.201	8.926	8.224	7.679	7.175
Nelas	15.110	14.280	14.172	13.670	13.030

3.3.1.2. População prevista

Da análise dos valores da população que constam na *Tabela 2*, verifica-se que a população residente tem diminuído nos últimos anos, não se prevendo que venha a aumentar durante o horizonte de projeto considerado.

Neste contexto, fazer-se a estimativa de evolução da população até ao ano 2040 é preciso bons fundamentos para tal. Como regra, em tais circunstâncias elaboram-se 3 hipóteses; uma mediana (à qual corresponderá assumir-se que as populações se mantêm inalteráveis a partir dos últimos dados disponíveis, ou seja, não diminuem nem crescem), uma inferior e uma superior em que os respetivos ritmos de decréscimo e de aumento serão assumidos a título aceitável. A hipótese mediana servirá de base a todos os cálculos que derivem da população residente; as duas outras hipóteses extremas servirão para se antever o que possa significar um decréscimo populacional ou um aumento no dimensionamento das infraestruturas e nos consumos de energia.

Assim, considerou-se, por segurança, uma população a servir constante e igual ao registado no ano 2018, conforme apresenta a *Tabela 2 (9)*.

Atendendo aos dados fornecidos, foi adotada uma taxa de crescimento demográfico nula conforme indicada na *Tabela 3*, com base nas indicações do desenvolvimento socioeconómico previsto para a região em estudo, onde foi até, sido constatado haver um crescimento da população de taxa negativa.

Tabela 3 – Evolução da população

	Taxa de Crescimento	População no Ano 0 (2020)	Pop. Ano horizonte projeto (2040)
Viseu	0,0%	96.991 hab	96.991 hab
Mangualde	0,0%	18.618 hab	18.618 hab
Nelas	0,0%	13.030 hab	13.030 hab
Penalva do Castelo	0,0%	7.175 hab	7.175 hab
Total		135.814 hab	135.814 hab

A população total a servir no ano horizonte de projeto é, assim, igual a 135.814 hab.

3.3.2. Capitações

De acordo com o Artigo 13.º do Decreto Regulamentar n.º 23/95, as capitações na distribuição não devem, qualquer que seja o horizonte de projeto, ser inferiores aos seguintes valores:

a) domiciliária:

- 80 l/habitante/dia até 1000 habitantes;
- 100 l/habitante/dia de 1000 a 10000 habitantes;
- 125 l/habitante/dia de 10000 a 20000 habitantes;
- 150 l/habitante/dia de 20000 a 50000 habitantes;
- 175 l/habitante/dia acima de 50000 habitantes.

b) comerciais e industriais:

- Até 50 l/habitante/dia.

c) públicos:

- Até 20 l/habitante/dia.

Face ao valor da população a servir no horizonte de projeto (135.814 habitantes) e, em evidência ao Artigo 13.º do Decreto Regulamentar n.º 23/95, a capitação de consumo doméstico a considerar não deve ser inferior a 175 l/habitantes/dia.

A este valor terá de ser adicionada uma parcela para atender a consumos comerciais, públicos e de serviços que, atendendo aos artigos 14º e 16º do Decreto Regulamentar n.º 23/95, se fixa em mais 20 l/hab/dia, determinado que a capitação total a considerar será de 195 l/hab/dia (*Tabela 4*).

Tabela 4 – Evolução da população e capitações

	Taxa de Crescimento	População no Ano 0 (2020)	Pop. Ano horizonte projeto (2040)	Capitações (l/hab/dia)
Viseu	0,0%	96.991 hab	96.991 hab	195
Mangualde	0,0%	18.618 hab	18.618 hab	195
Nelas	0,0%	13.030 hab	13.030 hab	195
Penalva do Castelo	0,0%	7.175 hab	7.175 hab	195

3.3.3. Volume Consumido

3.3.3.1. Volume baseado na população e capitação

Multiplicando a população no ano 2040 pela capitação determinada, obtém-se o caudal médio horizonte de projeto. O total obtido encontra-se discriminado na *Tabela 5*, igual a **795 dam³/mês = 1.104 m³/h = 0,307 m³/s**.

Tabela 5 – Cálculo do caudal médio mensal consumido

	Pop. em 2040	Capitações	Caudal médio em 2040		
	(hab)	(l/hab/dia)	(m ³ /dia)	(m ³ /mês)	(dam ³ /mês)
Viseu	96.991 hab	195	18.913	567.390	567
Mangualde	18.618 hab	195	3.631	108.930	110
Nelas	13.030 hab	195	2.541	76.230	76
Penalva do Castelo	7.175 hab	195	1.435	41.974	42
Totais =	135.814 hab				795

De acordo com o regulamento deve ser considerado um acréscimo mínimo de 11% para atender às fugas na distribuição. Os caudais médios anuais a fornecer serão assim os indicados na *Tabela 6* ($882 \text{ dam}^3/\text{mês} = 1.225 \text{ m}^3/\text{h} = 0,340 \text{ m}^3/\text{s}$), a seguir indicada:

Tabela 6 – Cálculo do caudal médio mensal a fornecer

	Pop. em 2040	Caudal médio consumido	Caudal médio a fornecer
	(hab)	($\text{dam}^3/\text{mês}$)	($\text{dam}^3/\text{mês}$)
Viseu	96.991 hab	567	$567 + 11\% = 629$
Mangualde	18.618 hab	110	$110 + 11\% = 122$
Nelas	13.030 hab	76	$76 + 11\% = 84$
Penalva do Castelo	7.175 hab	42	$42 + 11\% = 47$
Totais =	135.814 hab	795	882

3.3.3.2. Consumos registados

Os volumes de água tratada e utilizada para o sistema público de abastecimento do ano de 2018 são dados disponibilizados pelos Serviços Municipais de Águas e Saneamento de Viseu (SMAS Viseu), (*Tabela 7*):

Tabela 7 – Necessidades mensais do ano 2018 (SMAS de Viseu)

	Ano 2018											
	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set
dam^3	720	600	590	530	475	500	500	550	585	700	840	760

Com base nestes valores, verifica-se que o caudal médio anual fornecido ao conjunto dos 4 concelhos foi de $612,5 \text{ dam}^3/\text{mês}$.

O volume do mês de maior consumo foi de 840 dam^3 registado no mês de agosto, o que corresponde a um fator de ponta mensal igual 1,37 ($840/612,5$), valor este que é da mesma ordem de grandeza do fator de ponta mensal habitualmente considerado de 1,3.

3.3.3.3. Consumos a considerar

Fazendo a comparação entre o valor médio obtido baseado na população/capitação 882 dam³/mês conforme informação da *Tabela 6*, já com 11% de fugas, e o valor médio obtido para as necessidades mensais, 612,5 dam³/mês (*Tabela 7*), constata-se que o valor baseado na população/capitação é superior aos valores registados para as necessidades mensais. Isto significa que as capitações correspondentes são igualmente diferentes.

Para efeitos de dimensionamento do sistema, vai prevalecer o caudal médio determinado a partir da população/capitação (882 dam³/mês), por respeitar os valores mínimos impostos pelo regulamento.

3.4. Volumes afluentes à albufeira

3.4.1. Considerações gerais

A bacia hidrográfica é uma área definida topograficamente, drenada por um curso de água ou por um sistema interligado de cursos de água tal que todos os caudais efluentes sejam descarregados através de uma única saída, designada por seção de referência da bacia (10).

O estudo do escoamento mensal serve, através de análise estatística, para confirmar a tendência que existe para a falta de água na albufeira nos meses mais críticos, podendo ser confrontado a carência de volume de água, com o Caudal de Projeto determinado.

Os caudais de dimensionamento abrangem a análise dos caudais afluentes à albufeira de Fagilde provenientes da precipitação que influencia a bacia hidrográfica correspondente (*Figura 13*).

Os registos foram obtidos a partir dos dados disponíveis no sítio da *internet* do SNIRH (Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos), relativos a estações hidrométricas localizadas na bacia hidrográfica mais próximas da barragem de Fagilde, mais concretamente, 3 estações hidrométricas (6):

- Estação localizada junto à barragem de Fagilde;
- Estação de Moinhos de Pepim;
- Estação de Ponte de Santa Clara.

A informação disponibilizada referente à Estação Hidrométrica da albufeira de Fagilde, não contempla registos sobre escoamentos, pelo que, para se conseguir obter caudais nesta albufeira, teve de se recorrer a outras estações hidrométricas.

Procurou-se as estações hidrométricas mais próximas a montante da albufeira de Fagilde, tendo sido seleccionadas a estação de **Ponte de Santa Clara** situada no rio Dão junto a Penalva do Castelo na ribeira Coja, afluente do rio Dão. Para além de conterem dados sobre os registos de escoamentos, a sua bacia hidrográfica tem grande influência sobre os caudais que chegam à albufeira de Fagilde.

Com base na informação dos dados de escoamentos da estação hidrométrica de *Ponte de Santa Clara* e, tendo em conta a área da sua bacia hidrográfica, determinou-se, por extrapolação, os escoamentos na albufeira de Fagilde.

A monitorização em linhas de água é feita com equipamento que permite efetuar, entre outros, o registo contínuo de níveis de água, velocidades de escoamento e caudais nos cursos de água. Neste domínio da instrumentação testemunhou-se durante os últimos anos uma disseminação de soluções tecnológicas inovadoras, que têm permitido alternativas à medição hidrométrica convencional, com vantagens ao nível do ganho na resolução das observações, sua recolha automática, e transmissão a tempo real.

A manutenção e operação da rede hidrométrica nacional está a cargo da Agência Portuguesa do Ambiente (APA), que é também a entidade que, a nível nacional, tem responsabilidade na conservação da rede fluvial e na gestão dos recursos hídricos (12).

Localização das estações hidrométricas do estudo (*Figura 13*) (6):

- Albufeira de Fagilde – Estação Hidrométrica ref.^a: **10K/01A**;
- Ponte de Santa Clara – Estação Hidrométrica ref.^a: **10K/01H** (no rio Dão, cerca de 11 km de Fagilde).

As áreas das Bacias Hidrográficas que influenciam as Estações Hidrométricas da Albufeira de Fagilde Ponte de Santa Clara (6):

- Fagilde Área da bacia hidrográfica = 426.75 Km²
- Ponte de Santa Clara Área da bacia hidrográfica = 174.64 Km²

3.4.2. Escoamento em Fagilde por extrapolação

Não existindo registos de caudais na albufeira de Fagilde, os valores dos caudais afluentes foram calculados a partir dos valores registados na Estação Hidrométrica de Santa Clara, admitindo que o escoamento expresso em altura tem o mesmo valor na bacia hidrográfica da albufeira e na bacia hidrográfica da Estação Hidrométrica de Santa Clara.

Na Estação Hidrométrica de Santa Clara, os registos disponíveis no SNIRH que puderam ser aproveitados para este estudo, dizem respeito ao período de 1920 a 1990 (6). Fora deste período, os registos apresentam-se demasiadamente irregulares.

Na *Tabela 1*, do Anexo 1, apresentam-se os dados obtidos diretamente do SNIRH referente ao volume afluente mensal (dam^3), em Ponte de Santa Clara.

Na *Tabela 2*, do Anexo 1, indicam-se as afluências mensais expressas em altura (mm), obtido a partir dos volumes mensais afluentes uniformemente distribuídos sobre a área da Bacia Hidrográfica.

Os escoamentos em Fagilde foram obtidos multiplicando os escoamentos em Santa Clara (registos das *Tabelas 1 e 2* do Anexo 1), pela relação entre as áreas das respetivas bacias hidrográfica. A relação entre as áreas das bacias é igual a 2,44 ($426,75 \text{ km}^2 / 174,64 \text{ Km}^2$).

Ao multiplicar por 2,44 os valores da *Tabela 1* do Anexo 1 (afluência mensal em Volume, dam^3), obtém-se por extrapolação o escoamento na albufeira de Fagilde. Os resultados deste cálculo foram registados na *Tabela 3* do Anexo 2.

A partir dos registos da *Tabela 3*, do Anexo 2 (escoamento em Fagilde obtido por extrapolação), procurou-se obter o cenário possível mais desfavorável, desde 1920 a 1990, assinalando o valor “mínimo” que ocorreu em cada mês, independentemente do ano que sucedeu.

Esse “mínimo” foi registado na *Tabela 8*, com o gráfico demonstrativo da situação na *Figura 14*.

Tabela 8 – Valores mínimos do escoamento afluente mensal a Fagilde (dam^3)

	<i>Outubro</i>	<i>Novembro</i>	<i>Dezembro</i>	<i>Janeiro</i>	<i>Fevereiro</i>	<i>Março</i>	<i>Abril</i>	<i>Mai</i>	<i>Junho</i>	<i>Julho</i>	<i>Agosto</i>	<i>Setembro</i>
<i>mínimo</i>	37	239	2507	3006	3734	2175	2141	1605	582	176	7	0

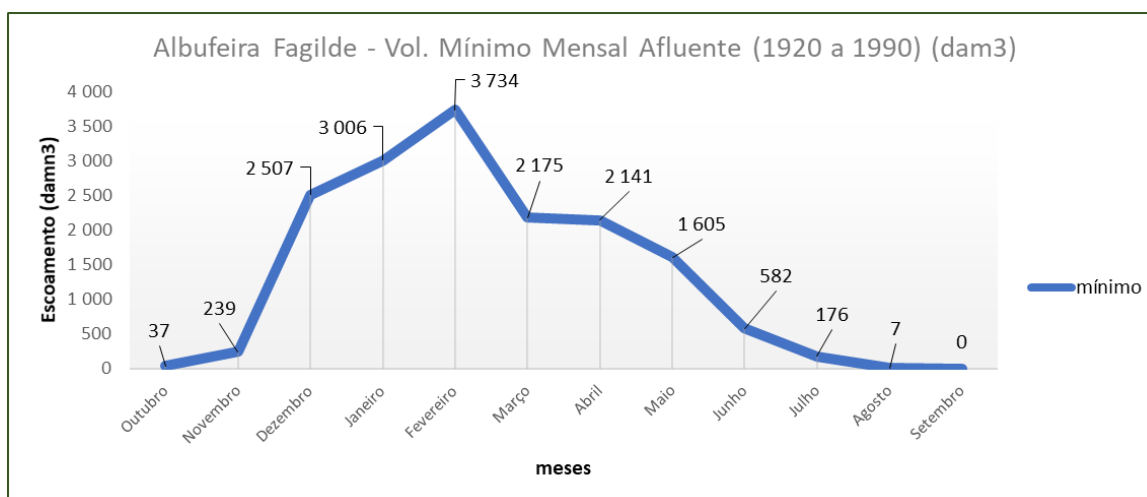


Figura 14 – Caudal mínimo mensal afluyente na albufeira de Fagilde (dam³)

O gráfico anterior, *Figura 14*, regista os escoamentos afluentes mínimos que ocorreram em cada um dos 12 meses do ano, durante o período de décadas mencionado.

Embora estas situações mínimas não tenham acontecido no mesmo ano, é, contudo, um cenário possível.

Trata-se de uma situação mais desfavorável de acontecimentos não contínuos que ocorreram no passado, no entanto, está muito semelhante ao que aconteceu recentemente no ano de 2017, em que a falta de água na albufeira no mês de setembro desse ano obrigou, como medida de recurso/emergência decidida pelos responsáveis locais, ao transporte de cisternas em veículos pesados que transportaram água a partir da albufeira da barragem da Aguieira para a albufeira de Fagilde.

Na *Figura 15*, juntou-se a informação da *Figura 14* relativa às necessidades mensais do sistema de abastecimento alimentado a partir da albufeira de Fagilde (linha laranja *Figura 15*). Pode-se verificar que abaixo da referida linha laranja se encontram os potenciais meses críticos.

Conforme foi referido, esta análise considera o cenário mais desfavorável com início no mês de junho.

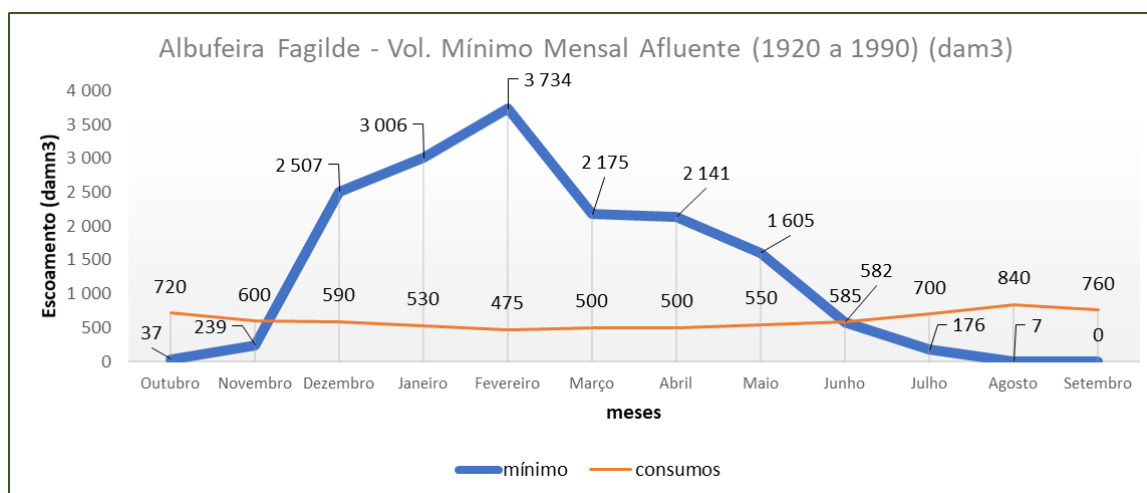


Figura 15 – Caudal mínimo mensal afluente incluindo o consumo mensal

Do gráfico da *Figura 15* conclui-se, então, que a partir do mês de junho, o caudal mensal afluente à albufeira de Fagilde é inferior às necessidades mensais. Isto significa que, deixando de haver afluência de água, o volume em falta vai ser retirado do volume armazenado na albufeira. Se não houver recarga, este volume vai sendo consumido até chegar ao nível mínimo de exploração (NME = 300 m).

A partir do gráfico da *Figura 15* pode, ainda, efetuar-se a seguinte análise:

- Para conseguir manter os caudais afluentes (linha azul), igual ou superior aos consumos (linha laranja), basta fazer recargas de caudais de modo que estes fossem iguais ou superiores aos consumos.
- A partir do mês de junho, a linha azul deveria ficar acima ou coincidente com a linha laranja (caudal afluente \geq caudal consumo). Isto permitia manter quase constante o nível de água armazenada na albufeira.

Tendo em conta as necessidades mensais (*Tabela 7*), a partir de julho, as recargas de volume mensal a efetuar têm a seguinte simulação:

- **Junho:** volume mensal afluente = 582 dam³; necessidade mensal = 585 dam³; recarga = 585 – 582 = 3 dam³;

-
- **Julho**: volume mensal afluyente = 176 dam³; necessidade mensal = 700 dam³; recarga = 700 – 176 = 524 dam³;
 - **Agosto**: volume mensal afluyente = 7 dam³; necessidade mensal = 840 dam³; recarga = 840 – 7 = 833 dam³;
 - **Setembro**: volume mensal afluyente = 0 dam³; necessidade mensal = 750 dam³; recarga = 760 – 0 = 760 dam³;
 - **Outubro**: volume mensal afluyente = 20 dam³; necessidade mensal = 720 dam³; recarga = 720 – 37 = 683 dam³;
 - **Novembro**: volume mensal afluyente = 240 dam³; necessidade mensal = 600 dam³; recarga = 600 – 239 = 361 dam³;

A média das recargas exigidas nos 6 meses críticos entre julho e novembro, é: $(3+524+833+760+683+361) / 6 = 527 \text{ dam}^3/\text{mês}$.

Se se pretender manter constante o volume armazenado na albufeira, o caudal médio mensal afluyente que tem de ser efetuado é, no mínimo, igual ao valor calculado para a média das recargas, ou seja, igual a **527 dam³/mês**.

3.4.3. Análise ao registo de volumes armazenados em Fagilde

Os registos mensais das cotas do nível da água da albufeira de Fagilde, do ano de 1994 ao ano de 2019 (cerca de 25 anos), conforme apresentados na *Tabela 9* e na *Tabela 10*, foram obtidos no sítio da “Web” do SNIRH (Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos) (6). Estes registos são efetuados por uma estação hidrométrica existente na barragem de Fagilde.

Da análise da *Tabela 9* e *Tabela 10*, tendo em conta a *Tabela 1*, pode-se fazer a seguinte leitura:

- Os valores a vermelho indicam os níveis da cota da água que desceram abaixo do Nível Mínimo de Exploração (NME), ou seja, abaixo da cota 300 m;
- O valor mínimo da cota foi de 298 m (46 dam³), ocorreu 2 vezes no ano de 2002 (abril e dezembro) e 1 vez no ano de 2009 (março);
- O valor máximo da albufeira, o nível pleno de armazenamento (NPA = 310), foi atingido pelo menos uma vez, em quase todos os anos, com exceção os anos de 2001 e 2009. Em

2001 a cota máxima desse ano chegou somente aos 307 m, e em 2009 não passou dos 309 m.

Atendendo ao registo de volumes armazenados na albufeira entre 1994 e 2019 apresentados na *Tabela 9* e na *Tabela 10*, pode admitir-se que o volume da albufeira não deve descer o seu nível da cota abaixo dos 305 m (média entre cota máxima e cota mínima), o que corresponde manter um volume na albufeira não inferior a 539 dam³ (ver *Tabela 1*).

Os registos mensais dos valores das cotas abaixo dos 305 m correspondem ao volume mensal de água a considerar de reforço de alimentação à albufeira. Interessa saber qual é o máximo desse volume.

Sabendo que, conforme já foi referido, a cota mínima mensal registada do nível da albufeira para o período em estudo foi de 298 m, obtém-se um desnível máximo de 7 m ($305 - 298 = 7$). Este desnível significa a situação mais desfavorável que pode ocorrer num mês correspondendo ao volume/caudal mensal máximo que se pretende definir:

- Cota 298 m = 46 dam³
- Cota 305 m = 539 dam³
- $539.000 - 46.000 = 493.000 \text{ m}^3/\text{mês} = \mathbf{493} \text{ dam}^3/\text{mês}$

Conclui-se que o caudal máximo necessário para manter a albufeira à cota de 305 m é de **493 dam³/mês**, que corresponde ao caudal a transvasar na situação mais desfavorável e que poderá servir para o dimensionamento das condutas e de todo o sistema de adução à albufeira de Fagilde.

Tabela 9 – Registos mensais de Cotas da Albufeira de Fagilde

	COTAS DO NÍVEL DA ALBUFEIRA (m) (1994 a 2006)												
	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Janeiro	304	301	301	301	301	301	302	301	301	299	301	301	307
Fevereiro	303	302	301	301	301	302	301	301	301	300	301	307	309
Março	310	308	301	301	301	301	301	302	301	300	301	306	307
Abril	310	310	306	310	301	302	301	302	298	301	302	309	306
Maio	310	310	310	310	303	310	302	302	306	301	310	310	309
Junho	310	310	309	309	310	310	310	307	310	310	309	309	310
Julho	310	310	309	309	309	310	309	306	309	309	308	308	309
Agosto	309	309	309	309	308	309	308	306	307	308	307	306	308
Setembro	309	308	308	309	307	308	307	304	307	308	305	304	307
Outubro	310	308	308	309	307	308	307	303	304	303	305	303	307
Novembro	310	308	303	305	304	303	304	301	301	301	301	303	299
Dezembro	306	302	301	301	301	301	301	301	298	301	301	301	300

Tabela 10 – Registos mensais de Cotas da Albufeira de Fagilde

	COTAS DO NÍVEL DA ALBUFEIRA (m) (2007 a 2019)												
	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019
Janeiro	300	306	-	300	301	309	-	-	306	305	307	308	-
Fevereiro	300	306	300	301	301	309	-	-	307	307	307	308	308
Março	300	308	298	301	301	309	-	-	303	304	307	307	308
Abril	306	307	309	301	307	309	-	-	308	302	307	307	308
Maio	309	307	309	306	309	308	-	-	308	308	309	307	309
Junho	309	309	310	310	310	310	-	-	310	308	310	309	310
Julho	310	310	309	309	309	309	-	-	309	309	309	310	310
Agosto	310	309	308	308	308	308	-	302	308	309	307	310	309
Setembro	309	308	307	307	307	306	-	302	307	308	305	-	308
Outubro	308	307	306	306	306	306	-	302	307	308	304	-	307
Novembro	306	307	305	307	306	306	-	307	307	306	302	-	-
Dezembro	307	-	302	304	308	306	-	306	308	306	302	308	-

- Cota máxima do ano

- Cota mínima do ano

NPA = 310 ; NME = 300

3.4.4. Simulação da exploração

Com o objetivo de avaliar a frequência com que os volumes afluentes à albufeira de Fagilde serão insuficientes para satisfazer as necessidades de consumo das populações abastecidas, foi efetuada uma simulação da exploração mensal da albufeira durante um período de 82 anos, correspondente ao número de valores do caudal afluente no ponto 3.4.3.

Admitiu-se que os volumes a mais consumidos teriam um valor constante ao longo dos anos, correspondente ao caudal médio anual determinado no volume baseado na população e capitação (ponto 3.3.3.1 - *Volume baseado na população e capitação*).

Na falta de outra informação sobre a variação mensal desses consumos, admitiu-se que essa variação seria proporcional aos consumos mensais registados apresentados no ponto 3.3.3.2, obtendo-se os valores apresentados na *Tabela 11*.

- Caudal médio = 917 dam³/mês (Pop. x Cap. x 11%Factor Fugas /12 / 1000000)
- Média das necessidades ano 2018 (*Tabela 7*) = 612,5 dam³/mês
- Proporcionalidade = 917 / 612,5 x (Valor mensal da Tabela 7)

Tabela 11 – Valores das necessidades mensais para efeitos de simulação

	<i>Outubro</i>	<i>Novembro</i>	<i>Dezembro</i>	<i>Janeiro</i>	<i>Fevereiro</i>	<i>Março</i>	<i>Abril</i>	<i>Mai</i> o	<i>Junho</i>	<i>Julho</i>	<i>Agosto</i>	<i>Setembro</i>
<i>necessidades (dam³)</i>	1 078	898	883	794	711	749	749	824	876	1 048	1 258	1 138

Na simulação foi determinado o volume armazenado na albufeira no final de cada mês, adicionando ao volume armazenado no final do mês anterior o volume afluente da bacia hidrográfica e subtraindo o volume consumido pela população.

Foi ainda subtraído ao volume armazenado, um volume correspondente à evaporação estimada obtida através da fórmula de Blaney-Criddle:

$$E = p \cdot (0,46 T + 8) \quad [1]$$

onde,

E – evapotranspiração num dado mês (mm/dia)

p – valor médio diário do número de horas de sol acima do horizonte em percentagem do valor anual para o mês em causa que se apresenta na *Tabela 13*.

T – Temperatura média do mês considerado, indicado na *Tabela 12*, em (°C)

Tabela 12 – Temperatura média, T, na albufeira de Fagilde, de 2000 a 2020 em °C (IPMA)

Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maió	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
8°	14°	14°	14°	22°	22°	28°	28°	25°	18°	12°	12°

Apresenta-se *Tabela 13*, o valor médio em percentagem do número total anual de horas de sol para diferentes latitudes, e na *Tabela 14*, os valores da evaporação considerados em cada mês, expressos em $\text{dam}^3/\text{mês}$.

Tabela 13 – Valor médio em percentagem, p, do número total anual de horas de sol para diferentes latitudes (IPMA)

Latitude	Norte	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maió	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
	Sul (*)	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maió	Junho
60°		0,15	0,20	0,26	0,32	0,38	0,41	0,40	0,34	0,28	0,22	0,17	0,13
58°		0,16	0,21	0,26	0,32	0,37	0,40	0,39	0,34	0,28	0,23	0,18	0,15
56°		0,17	0,21	0,26	0,32	0,36	0,39	0,38	0,33	0,28	0,23	0,18	0,16
54°		0,18	0,22	0,26	0,31	0,36	0,38	0,37	0,33	0,28	0,23	0,19	0,17
52°		0,19	0,22	0,27	0,31	0,35	0,37	0,36	0,33	0,28	0,24	0,20	0,17
50°		0,19	0,23	0,27	0,31	0,34	0,36	0,35	0,32	0,28	0,24	0,20	0,18
48°		0,20	0,23	0,27	0,31	0,34	0,36	0,35	0,32	0,28	0,24	0,21	0,19
46°		0,20	0,23	0,27	0,30	0,34	0,35	0,34	0,32	0,28	0,24	0,21	0,20
44°		0,21	0,24	0,27	0,30	0,33	0,35	0,34	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20
42°		0,21	0,24	0,27	0,30	0,33	0,34	0,33	0,31	0,28	0,25	0,22	0,21
40°		0,22	0,24	0,27	0,30	0,32	0,34	0,33	0,31	0,28	0,25	0,22	0,21
35°		0,23	0,25	0,27	0,29	0,31	0,32	0,32	0,30	0,28	0,25	0,23	0,22
30°		0,24	0,25	0,27	0,29	0,31	0,32	0,32	0,30	0,28	0,26	0,24	0,23
25°		0,24	0,26	0,27	0,29	0,30	0,31	0,31	0,29	0,28	0,26	0,25	0,24
20°		0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30	0,30	0,29	0,28	0,26	0,25	0,25
15°		0,26	0,26	0,27	0,28	0,29	0,29	0,29	0,28	0,28	0,27	0,26	0,25
1°		0,26	0,27	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,28	0,28	0,27	0,26	0,26
5°		0,27	0,27	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,27	0,27	0,27
0°		0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27

(*) Latitudes do Hemisfério Sul: desfasar de 6 meses, como indicado.

Tabela 14 – Valores da Evapotranspiração, E, determinados pela fórmula de Blaney-Criddle

	Outubro	Novembro	Dezembro	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maió	Junho	Julho	Agosto	Setembro
<i>E (dam³/mês)</i>	11.5	8.9	8.2	7.6	8.5	11.3	12.6	15.2	16.6	17.6	17.9	13.7

Na simulação considerou-se que o volume útil armazenado estaria limitado a um valor máximo de 2.800 dam^3 , correspondente à capacidade útil da albufeira, sendo o excesso descarregado para jusante, e limitado a um valor mínimo igual a zero, correspondente ao nível mínimo de exploração, fazendo-se o registo das faltas de água sempre que estas ocorram.

Foi determinado o volume armazenado na albufeira no final de cada mês, adicionando ao volume armazenado no final do mês anterior o volume afluente da bacia hidrográfica e subtraindo o volume consumido pela população.

Relativamente a cálculos de simulação, apresentam-se no Anexo 3 as seguintes tabelas:

- Tabela 4 - Os 4 meses mais críticos da simulação da exploração;
- Tabela 5 - Simulação com o registo dos meses em que faltou água;
- Tabela 6 - Simulação com as necessidades que faltaram;
- Tabela 7 - Simulação dos meses de outubro, novembro, dezembro e janeiro;
- Tabela 8 - Simulação dos meses de fevereiro, março, abril e maio;
- Tabela 9 - Simulação dos meses de junho, julho, agosto e setembro

Na Tabela 4 do anexo 3, verifica-se no resultado do cálculo que ocorreriam faltas de água em 13 meses do período total abrangido pela simulação.

Para determinar o volume que seria necessário aduzir à albufeira, determinaram-se os meses em que o volume armazenado se torna inferior ao volume médio mensal consumido ($917 \text{ dam}^3/\text{mês}$ ($\text{Pop.} \times \text{Cap.} \times 11\% \text{Factor Fugas} / 12 / 1000000$)), obtendo-se o valor médio dos volumes em falta igual a **465** $\text{dam}^3/\text{mês}$ (ver cálculo na Tabela 6 do anexo 3), que pode ser considerado uma estimativa do volume que seria necessário para construir o sistema.

Os valores que se apresentam na *Tabela 4* do Anexo 3, embora seja efetuada a simulação para 12 meses do ciclo hidrológico, para melhor efeito de visualização, os resultados são apresentados somente dos meses mais críticos, ou seja: os 2 meses do início do ciclo hidrológico (outubro e novembro) e os 2 últimos meses do ciclo hidrológico (agosto e setembro).

Na *Tabela 4* do Anexo 3, os resultados de valores zero (assinalados a cor de rosa), indicam os meses em que faltou água para o normal abastecimento público, tendo a água da albufeira atingido o Nível Mínimo de Exploração (NmE). Os valores negativos (assinalados a amarelo), indicam o volume de água que faltou, ou o volume abaixo do NmE. Os valores assinalados a verde, são os volumes contidos na albufeira entre o NmE e 917 dam^3 .

A leitura da *Tabela 4* do Anexo 3, é efetuada do seguinte modo:

- Coluna “a” (entrada) – O volume afluente/escoado para albufeira nesse mês;

-
- Coluna “b” (total) – Somatório de: caudal escoado (entrada) + volume existente na albufeira – consumo desse mês – evaporação (Ev);
 - Coluna “c” (saída) – O volume que excede a capacidade da albufeira (superior a 2.800 dam³);
 - Coluna “d” – Total do caudal que fica até encher a albufeira (máx.=2.800 dam³).

3.5. Volumes considerados a transportar para a albufeira

Das três situações analisadas, os caudais obtidos foram:

- **527 dam³/mês**, determinado no ponto 3.4.2 – Escoamento em Fagilde por extrapolação;
- **493 dam³/mês**, determinado no ponto 3.4.3 – Análise ao registo dos volumes armazenados;
- **465 dam³/mês**, determinado no ponto 3.4.4 – Simulação da exploração.

Estes valores referem-se, para cada uma das situações analisadas, ao volume que faltam transportar para a albufeira para compensar as necessidades no tempo presente que serão os mesmos para o ano de projeto de 2040, uma vez que se considerou, manter as necessidades projetados no futuro.

O valor do volume a adotar para dimensionar o sistema poderá ser **495 dam³/mês = 0,191 m³/s**, proveniente da média das 3 situações estudadas $(465+527+493) / 3$, para o ano horizonte de projeto de 2040.

3.6. Caudal de dimensionamento a considerar

A partir do volume a considerar a transportar para a albufeira, adicionando 10% de fugas, obtém-se o valor do Caudal (Qp) a considerar no projeto para efeitos de dimensionamento de todo o sistema:

- $Q_p = (495 \text{ dam}^3/\text{mês} = 0,191 \text{ m}^3/\text{s}) + 10\% = (545 \text{ dam}^3/\text{mês} = 0,210 \text{ m}^3/\text{s})$.

4.2. Solução 1 - Albufeira Varosa – Albufeira Fagilde

4.2.1. Considerações gerais

A capacidade da albufeira de Varosa é cerca de 4 vezes maior que a albufeira de Fagilde. O desnível entre as duas albufeiras é de somente 46,00 m e distam cerca de 53,00 km, em linha reta, e cerca de 99,70 km por estrada (*Figura 17*).

Esta é uma solução possível que necessita de mais do que uma estação elevatória que associada às elevadas perdas de carga devido à sua grande distância de 99,70 km para implantar todo o sistema, faz encarecer o seu investimento em comparação com outra de menor distância.

Apesar de a diferença de cotas entre o ponto inicial e o ponto final ser somente de 46,00 m, no percurso para a implantação do traçado da conduta elevatória, que acompanha preferencialmente os itinerários das estradas e as diversas adversidades do relevo topográfico que constituem o referido percurso, encontram-se altitudes de cotas de 980 m que implicam desníveis a vencer de cerca de 716 m.

Do estudo efetuado, verificou-se ser necessário no mínimo duas Estações Elevatórias e a necessidade de grandes extensões de condutas que implicam a colocação de tubagens de classe que suportem pressões elevadas.

O estudo permitiu chegar a uma estimativa de custo mínima a considerar, cerca de 2 a 3 vezes superior ao necessário para implementar a proposta de Vilar-Fagilde (Custo da Solução 3 analisada mais à frente) de menor comprimento de implantação.

Sendo a Solução 3 um sistema de menores custos de construção e manutenção, a Solução 1 ficará excluída de uma alternativa a considerar.



Figura 17 – Perfil esquemático entre albufeira de Varosa e albufeira de Fagilde

4.2.2. Estimativa de custos da solução

Com base nos mesmos critérios utilizados para determinar a estimativa de custos na solução 3, foram elaborados os quadros constantes nas tabelas do anexo 9 (Tabelas 62 à 68), que apresentam um cálculo estimado não rigoroso de uma possível conduta adutora, contemplando duas estações elevatórias e dois reservatórios para vencer desníveis topográficos verificados no seu percurso ao longo das estradas que ligam a albufeira de Varosa e albufeira de Fagilde.

Tendo em conta o caudal de projeto, $545 \text{ dam}^3/\text{mês}$ ou $0,210 \text{ m}^3/\text{s}$, para um cálculo aproximado, admitiu-se ser o mesmo diâmetro nominal admissível mais económico encontrado na solução 3, ou seja, o PEAD DN500.

Admitiu-se, também, os mesmos valores de fator de ponta, fator de fugas, fator de transporte e os mesmos valores de perda de carga.

Relativamente às perdas de carga e alturas de elevação, ao longo do percurso dos $L=99.709,6 \text{ m}$ que constituem o seu traçado, verificam-se dois pontos de maior altitude que é necessário à adutora ultrapassar:

- 1º ponto situa-se a uma altitude de $986,0 \text{ m}$ e dista de Varosa $27.310,7 \text{ m}$;
- 2º ponto situa-se a uma altitude de $576,0 \text{ m}$ e dista de Varosa $75.001,5 \text{ m}$.

A albufeira de Fagilde tem o seu nível máximo à cota $310,0 \text{ m}$ e a albufeira de Varosa tem o seu nível que se considera não ser inferior à cota $264,0 \text{ m}$.

Assim, os desníveis geométricos (ΔZ) a considerar são:

- $\Delta Z_{V_f} = 310,0 - 264,0 = 46,0 \text{ m}$ (desnível entre Varosa e Fagilde)
- $\Delta Z_a = 986,0 - 264,0 = 722,0 \text{ m}$ (desnível entre Varosa e 1º ponto)
- $\Delta Z_b = 576,0 - 264,0 = 312,0 \text{ m}$ (desnível entre Varosa e 2º ponto)

Considerando o referido tubo em material PEAD DN500 e admitindo que a classe de pressão necessária deverá ser PN10 em parte do seu percurso, e na outra parte PN16 devido ao sinuoso relevo topográfico, o valor da perda de carga será de $0,0044 \text{ m/m}$ para o PN16 e $0,00303 \text{ m/m}$ para o PN10.

Com estes critérios, a altura total de elevação necessária entre as duas albufeiras é conforme a seguir se indica:

- Entre Varosa e 1º ponto:
 - $J = 0,00303 \text{ m/m}$
 - $L_1 = 27.310,7 \text{ m}$
 - $\Delta Z_1 = 986,0 - 264,0 = 722,0 \text{ m}$
 - $\Delta H_1 = J \times L = 0,00303 \times 27.310,7 \times 1.05 = 86,9 \text{ m}$
 - $H_{t1} = \Delta Z_1 + \Delta H_1 = 722,0 + 86,9 = 808,9 \text{ m}$

- Entre 1º ponto e 2º ponto:
 - $J = 0,0044 \text{ m/m}$
 - $L_2 = 75.001,5 - 27.310,7 = 47.690,8 \text{ m}$
 - $\Delta Z_2 = 576,0 - 986,0 = -410,0 \text{ m};$
 - $\Delta H_2 = J \times L = 0,0044 \times 47.690,8 \times 1.05 = 220,3 \text{ m};$
 - $H_{t2} = \Delta Z_2 + \Delta H_2 = -410,0 + 220,3 = -189,7 \text{ m}$

- Entre 2º ponto e Fagilde:
 - $J = 0,00303 \text{ m/m}$
 - $L_3 = 99.709,6 - 75.001,5 = 24.708,1 \text{ m}$
 - $\Delta Z_3 = 310,0 - 576,0 = -266,0 \text{ m};$
 - $\Delta H_3 = J \times L = 0,00303 \times 24.708,1 \times 1.05 = 78,6 \text{ m};$
 - $H_{t3} = \Delta Z_3 + \Delta H_3 = -266,0 + 78,6 = -187,4 \text{ m}$

- A altura total entre Varosa e Fagilde:
 - $H_t = H_{t1} + H_{t2} + H_{t3} = 808,9 - 189,7 - 187,4 = 431,8 \text{ m}$

em que:

J – perda de carga unitária (-)

L – comprimento da tubagem (m)

ΔZ – desnível geométrico (m)

ΔH – perda de carga total da tubagem (m)

Ht - altura total de elevação (m)

Estes cálculos encontram-se mais bem demonstrados nas tabelas 62 a 68, do anexo 9.

Após o dimensionamento da adutora, foram determinados os custos aproximados distribuídos ao longo dos 20 anos de exploração do sistema, adicionando os custos de construção e os valores atualizados ao ano 0, que inclui os custos de energia, conforme indicados nas referidas tabelas do anexo 9.

O resumo da estimativa de custo está assinalado na *Tabela 15* a seguir indicada:

Tabela 15 – Resumo da estimativa de custos da Solução 1

Resumo da estimativa de custos	
PEAD	
DN500	
(€)	

Custo construção civil da adutora PN10	6 024 765 €
Custo construção civil da adutora PN16	12 399 761 €
Custo construção civil reservatórios (R1)	145 858 €
Custo construção civil reservatórios (R2)	228 605 €
Custo construção civil da EE (2 unidades)	251 753 €
Custo Equipamento Eletromecânico da EE (2 unidades)	1 301 402 €
Custos atualizados	1 352 208 €
TOTAL	21 704 352 €

4.3. Solução 2 - Albufeira Vilar – Albufeira Fagilde, escoamento gravítico

4.3.1. Considerações gerais

A construção de túneis de grandes dimensões são obras subterrâneas, devido à tendência em surgir imprevisibilidades, exigem um elevado grau de conhecimento, não só dos técnicos que envolvem todo o projeto e a obra, como de toda a informação aprofundada sobre as características geológicas e geotécnicas do local a escavar (maciços rochosos e rochas constituintes).

Este conhecimento habilita os envolvidos no projeto e na construção a definir uma melhor segurança nos processos de construção, a encontrar métodos e meios de intervenção de suporte provisório e definitivo mais ligeiros, mais económicos e a melhor preparar condições para evitar os acidentes.

Ligar diretamente a albufeira de Vilar com a albufeira de Fagilde, é uma opção gravítica possível, mas que, apesar da carga hidráulica disponível entre albufeiras ser de 242,0 m, o seu traçado entre as duas albufeiras em linha reta de 41,50 km, implicaria atravessar zonas topográficas de relevo bastante sinuoso podendo atingir altitudes a cotas de 840,0 m. Para uma solução totalmente gravítica, será necessário prever a execução de troço de grande extensão, em túneis e galerias, num comprimento não inferior a 22 km. Isto implicaria, também, a construção de poços de acesso a esses túneis com profundidades superiores a 200 m (ver, *Figura 18, Figura 19 e Figura 20*).

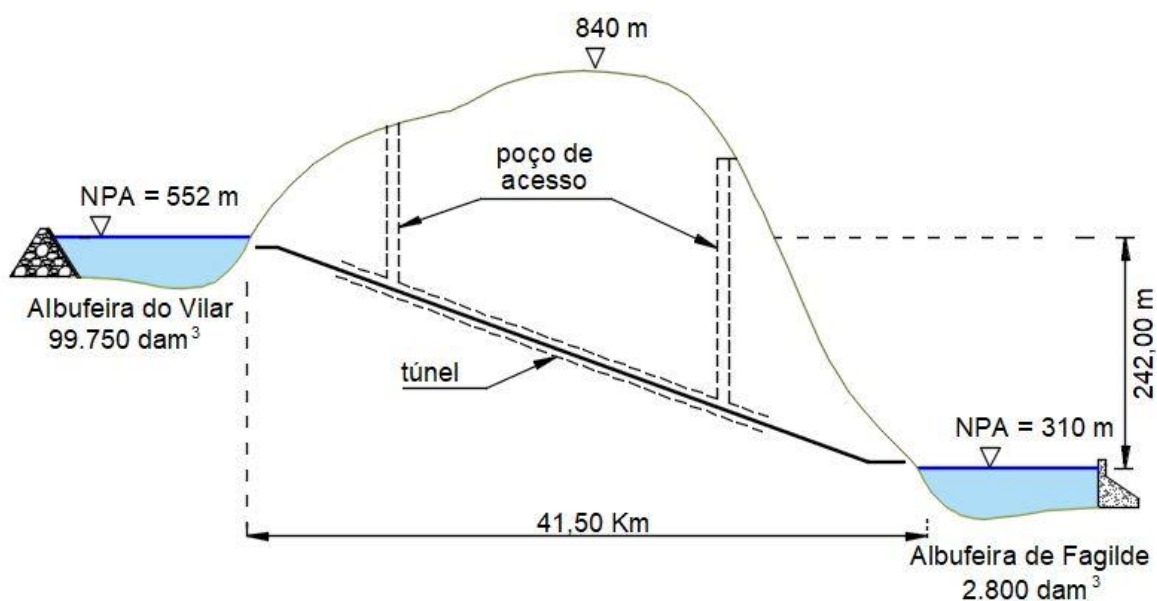


Figura 18 – Distância e desnível entre as duas albufeiras



Figura 19 – Topografia do terreno, vista em planta do troço Vilar – Fagilde



Figura 20 – Perfil topográfico com indicação do possível traçado do túnel e da conduta.

4.3.2. Estimativa de custos da solução

De acordo com o estudo efetuado no trabalho de fim de mestrado de Ricardo Jorge Gomes de Oliveira (13), conclui que os custos de escavação de um túnel, os materiais representam mais de 40% do custo total dos trabalhos de escavação e suporte, a mão-de-obra cerca de 30% e os equipamentos também cerca de 30%.

Por isso, se se pretende obter uma estimativa de custos deste tipo de obra, a análise económica correta deverá ser realizada incidindo fundamentalmente sobre os custos relacionados com os trabalhos de escavação e suporte, relacionando-os com os recursos de mão-de-obra, equipamentos e materiais, aos quais se deve ainda adicionar os rendimentos associados.

A mão-de-obra, equipamentos e materiais estão diretamente ligados à produção, designados por custos diretos e, os custos fixos que são independentes da produção, são designados por custos indiretos.

Os custos diretos e indiretos representam cerca de 85% e 15% respetivamente, do custo da escavação (13).

É possível retirar também do referido estudo (13), que a partir da relação entre os custos unitários com as respetivas quantidades de trabalho realizadas, verifica-se que cada metro cúbico de material escavado custa cerca de 780€ (custo atualizado ao presente tempo), considerando 2 m o diâmetro do túnel a escavar.

Está também determinado que àquele valor se acresce 10% de agravamento por cada mês de atraso da obra.

Quanto ao tempo para execução da obra, admite-se um rendimento de 4 m/dia de escavação aberta em 4 frentes de trabalho a laborar em simultâneo: Uma frente (1ª) de trabalho no início do túnel, outra frente (2ª) a executar trabalho a partir do troço do fim do túnel, duas frentes (3ª e 4ª) em direções opostas localizadas a meio do túnel e acedidas a partir de um poço.

Tendo em conta este rendimento e, sendo cerca de 22.000 m o comprimento total do túnel a escavar, o tempo de execução será conforme a seguir se demonstra:

-
- $22.000 \text{ m} / 4 \text{ m/dia} \times 4 \text{ frentes} = 1.375 \text{ dias}$
 - $1.375 \text{ dias} / 30 \text{ dias} = 46 \text{ meses}$
 - $46 \text{ meses} / 12 \text{ meses} = 3,8 \text{ anos}$

Considerando, por hipótese, que a obra terá um atraso de 3 meses devido a incidentes e acidentes não previstos, o custo estimado para a construção do túnel será conforme a seguir se indica:

- O atraso de 3 meses, para o rendimento de 4 m/dia x 4 frentes, corresponde a um total de túnel a escavar igual a:
 - $3 \text{ meses} \times 30 \text{ dias} = 90 \text{ dias}$
 - $90 \text{ dias} \times 4 \text{ m/dia} \times 4 \text{ frentes} = 1.440 \text{ m de túnel}$
 - $30 \text{ dias} = 1.440 \text{ m} / 3 = 480 \text{ m} / \text{mês}$
- Custo do túnel sem atraso:
 - Comprimento de túnel executado: $22.000 \text{ m} - 1.440 \text{ m} = 20.560 \text{ m}$
 - Diâmetro da secção do túnel: 2 m
 - Secção a escavar: $\pi \times (2/2)^2 = 3,14 \text{ m}^2$
 - Volume a escavar: $20.560 \text{ m} \times 3,14 \text{ m}^2 = 64.558,4 \text{ m}^3$
 - Custo unitário: $780 \text{ €} / \text{m}^3$
 - Custo total: $64.558,4 \text{ m}^3 \times 780 \text{ €} / \text{m}^3 = 50.355.552 \text{ €}$
- Custo do túnel com atraso (1º mês):
 - Comprimento de túnel executado neste mês: 480 m
 - Diâmetro da secção do túnel: 2 m
 - Secção a escavar: $\pi \times (2/2)^2 = 3,14 \text{ m}^2$
 - Volume a escavar: $480 \text{ m} \times 3,14 \text{ m}^2 = 1.507,2 \text{ m}^3$
 - Custo unitário: $780 \text{ €} / \text{m}^3 + 10\% = 858 \text{ €} / \text{m}^3$
 - Custo total: $1.507,2 \text{ m}^3 \times 858 \text{ €} / \text{m}^3 = 1.293.178 \text{ €}$
- Custo do túnel com atraso (2º mês):
 - Comprimento de túnel executado neste mês: 480 m
 - Diâmetro da secção do túnel: 2 m

-
- Secção a escavar: $\pi \times (2/2)^2 = 3,14 \text{ m}^2$
 - Volume a escavar: $480 \text{ m} \times 3,14 \text{ m}^2 = 1.507,2 \text{ m}^3$
 - Custo unitário: $780 \text{ €} / \text{m}^3 + 20\% = 936 \text{ €} / \text{m}^3$
 - Custo total: $1.507,2 \text{ m}^3 \times 936 \text{ €} / \text{m}^3 = 1.410.739 \text{ €}$
- Custo do túnel com atraso (3º mês):
 - Comprimento de túnel executado neste mês: 480 m
 - Diâmetro da secção do túnel: 2 m
 - Secção a escavar: $\pi \times (2/2)^2 = 3,14 \text{ m}^2$
 - Volume a escavar: $480 \text{ m} \times 3,14 \text{ m}^2 = 1.507,2 \text{ m}^3$
 - Custo unitário: $780 \text{ €} / \text{m}^3 + 30\% = 1014 \text{ €} / \text{m}^3$
 - Custo total: $1.507,2 \text{ m}^3 \times 1014 \text{ €} / \text{m}^3 = 1.528.301 \text{ €}$

O custo final do troço em túnel será:

- $50.355.552 \text{ €} + 1.293.178 \text{ €} + 1.410.739 \text{ €} + 1.528.301 \text{ €} = 54.587.770 \text{ €}$

Falta ainda a esta solução, adicionar os custos associados ao troço gravítico a construir desde o final do túnel até à albufeira de Fagilde, cerca de 19.500 m.

Sendo esta extensão (19.500 m) muito próxima da extensão do troço gravítico (22.133 m) a executar na solução 3 (uma diferença cerca de 11,9%), aproveitando o estudo já efetuado para esta solução 3, pode-se admitir que, sendo métodos semelhantes de construção, os custos destas extensões serão igualmente semelhantes.

Assim, aproveitando o estudo dos custos já efetuado para o troço gravítico da solução 3, o custo do troço gravítico para a solução 2, retirando os 11,9%, será aproximadamente de:

- $3.103.397 \text{ €} - 11,9\% = 2.734.093 \text{ €}$, para a parte da tubagem em pressão;
- $323.886 \text{ €} - 11,9\% = 285.344 \text{ €}$, para a parte da tubagem em superfície livre
- $2.734.093 \text{ €} + 285.344 \text{ €} = 3.019.437 \text{ €}$

Juntando os custos de construção do troço do túnel com os custos de construção do troço gravítico, obtém-se o custo final total estimado para esta solução no montante de 57.607.207 € (54.587.770 € + 3.019.437 €) (ver *Tabela 16*), um valor cerca de **7 vezes** mais caro do que a solução 3 (Vilar-Fagilde) e cerca de **2,7 vezes** mais caro do que a solução 1 (Varosa-Fagilde).

Embora esta solução a muito longo prazo pudesse compensar nos baixos custos da sua manutenção por não ser necessário equipamentos eletromecânicos e de bombagem, os seus elevados custos de construção, não a viabiliza para um horizonte de projeto até 20 anos.

Tabela 16 – Resumo da estimativa de custos da solução 2

Resumo da estimativa de custos	
Custo do troço em túnel	54 587 770 €
Custo do troço gravítico	3 019 437 €
TOTAL	57 607 207 €

4.4. Solução 3- Albufeira Vilar – Albufeira Fagilde (bombagem + gravítico)

4.4.1. Considerações gerais

O sistema inicia-se na albufeira de Vilar, em zona de captação localizada na Quinta do Choso, com o primeiro troço da conduta sob bombagem a elevar-se através de 2 ou 3 Estações Elevatórias até ao reservatório em Aguiar da Beira, percorrendo cerca de 16 km. A partir de Aguiar da Beira, o escoamento é efetuado por gravidade sob pressão até à última Câmara de Perda de Carga localizada em Rio de Moinhos, a partir da qual, o escoamento segue em superfície livre, efetuando a descarga no Rio Coja em Santa Eufémia, perto de Penalva do Castelo, totalizando um percurso com cerca de 22 km.

A solução prevê implantar o traçado da conduta ao longo das vias rodoviárias principais existentes, paralela a estas e fora da faixa de rodagem, permitindo, assim, fácil acesso e fácil execução dos trabalhos. Igualmente está previsto a implantação dos reservatórios e estações elevatórias em áreas de terreno próximos das referidas vias rodoviárias, assim como, bons acessos para a construção da tomada de água e da “Boca de Lobo”.

Para o troço da conduta elevatória entre a captação em Quinta do Choso e Aguiar da Beira, o estudo abrange 2 alternativas de elevação: uma primeira, considerando 2 Estações Elevatórias e 2 Reservatórios (*Figura 21 e Figura 22*), e uma segunda considerando 3 Estações Elevatórias e 3 Reservatórios (*Figura 23 e Figura 24*).

É proposto na captação que a tomada de água seja constituída por um Ralo com filtro mergulhado diretamente na albufeira colocado a uma cota inferior a 530m, que faz a recolha da água e a drena para um Poço de Captação. Conforme atrás exposto (*ponto 2.2 “Aproveitamento hidráulico de Vilar”*), o nível mínimo de 532 m que se registou na albufeira de Vilar, corresponde à cota máxima a que deve ficar instalada a tomada de água do sistema. Esta condicionante determinou que a localização escolhida para a tomada de água fosse a zona da Quinta do Choso.

Em sequência, o Poço de Captação interliga com a 1ª Estação Elevatória edificada no mesmo local, dando, a partir daqui início ao processo de bombagem para a(s) seguinte(s) Estação(ões) Elevatória(s), com alternativas a seguir de 2EE ou 3 EE, a implantar em Santo Estêvão e em Açores conforme os casos. Nessas EE, as condutas elevatórias descarregam a água em reservatórios. O último reservatório ficará em Aguiar da Beira, a partir do qual, se iniciará o percurso gravítico.



Figura 21 – Pormenor da implantação do traçado do sistema com as 2EE.

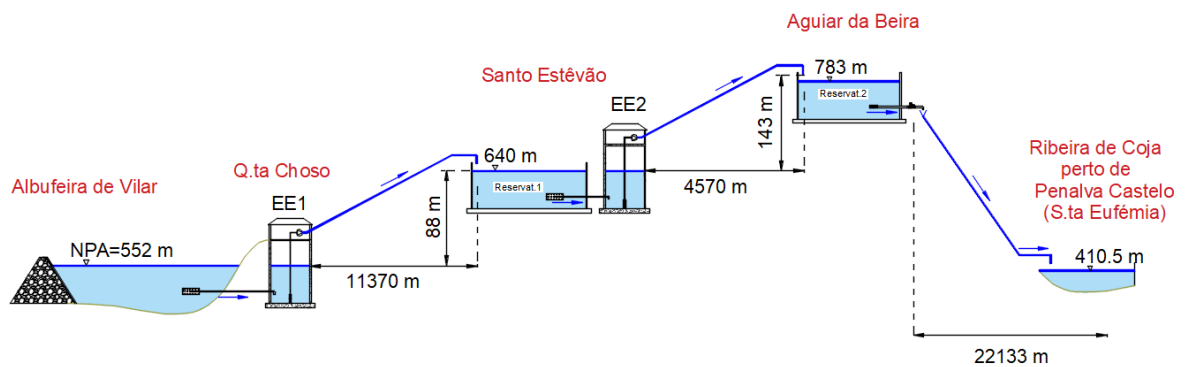


Figura 22 – Esquema em perfil do troço de bombagem para o caso de 2EE

4.5. Escolha da solução

A *solução 1* - (*Albufeira Varosa – Albufeira Fagilde [bombagem]*), por estar mais distante, necessita a execução de 99,7 km de conduta, no mínimo duas Estações Elevatórias e a necessidade de grandes extensões de condutas que implicam a colocação de tubagens de classe que suportem pressões elevadas que, em comparação com a *solução 3*, resulta um investimento estimado para a sua construção cerca de duas a três vezes superior.

A *solução 2* - (*Albufeira Vilar – Albufeira Fagilde [gravítica]*), apesar de corresponder a uma solução de escoamento totalmente gravítico, implica elevados custos de construção em abertura de túneis e poços demasiados extensos e profundos para que se possa vencer a topografia montanhosa existente. A sua complexidade técnica e de execução, acarreta custos elevados em cerca de 5 vezes superior ao da *solução 3*, afastando-a como opção de preferência a considerar.

Na *solução 3* - (*Albufeira Vilar – Albufeira Fagilde [bombagem + gravítica]*), o comprimento total de conduta a executar é cerca de 38,1 km e a altura geométrica de elevação 226,4 m. O desenvolvimento da conduta elevatória é cerca de 16,0 km e da conduta gravítica cerca de 22,1 Km. O desnível inicial a vencer, no troço da conduta elevatória há a necessidade de prever no mínimo duas estações elevatórias (EE) e de 2 reservatórios. Com menor extensão de conduta e a altura de elevação fácil de vencer, esta solução apresenta-se com maior vantagem por implicar menor investimento e custos de manutenção razoáveis.

A *solução 3*, apresenta-se como a melhor a desenvolver em comparação às soluções alternativas atrás referidas pelos motivos mencionados.

Prevê-se, no final, um projeto técnico-económico bastante vantajoso comparativamente com as outras soluções.

5. CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA

5.1. Considerações gerais

O estudo é desenvolvido ao nível de um “Anteprojeto”, sendo constituído por peças escritas e desenhadas e outros elementos de natureza informativa que permitam a conveniente definição e dimensionamento da obra, bem como o esclarecimento suficiente do modo da sua execução.

No caso deste projeto, o estudo somente vai abranger o “dimensionamento e características principais da solução adotada”, constituído por elementos especiais do Anteprojeto, nomeadamente, planta e perfil do traçado das condutas, dimensionamento hidráulico das condutas, localização, capacidade, condições de alimentação e funcionamento dos reservatórios e câmaras de manobra, localização e principais características das estações elevatórias, e os respetivos equipamentos eletromecânico e instalações elétricas.

Será incluído no estudo a avaliação dos custos de investimento, incluindo estimativa de custos dos encargos de operação e de manutenção do sistema de abastecimento.

A descrição da solução será justificada pelos princípios de cálculo relativos ao dimensionamento da tubagem da conduta, dos reservatórios, dos órgãos da captação e descarga.

Em termos genéricos, este documento visa descrever a solução apresentada, justificar os cálculos de dimensionamento, bem como a conceção definida para os elementos de construção civil, relativos aos diversos componentes que constitui o sistema.

O Decreto Regulamentar nº 23/95, de 23 de agosto (14), que aprova o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR), não contém artigos que sejam diretamente aplicáveis a condutas adutoras. Assim, a conceção e o dimensionamento do sistema, serão efetuados de acordo com as disposições da NP837 – Condutas adutoras (1973) e com as recomendações constantes na bibliografia da especialidade.

O **golpe de aríete** constitui um fenómeno muito importante no correto dimensionamento duma adutora, devido ao risco de danificação do circuito hidráulico quando acontece uma paragem instantânea (devido, por exemplo, a corte de energia) dos grupos bombagem que alimentam uma conduta adutora, ou quando uma obturação instantânea, parcial ou total, de uma válvula de seccionamento. Contudo, não constitui objetivo deste estudo apresentar qualquer referência

do fenómeno do golpe de aríete, pelo que foi excluído deste TFM. De qualquer modo, as fórmulas de cálculo que servem para determinar os custos e que são apresentadas mais à frente, abrangem de um modo estimado todos os elementos e dispositivos que constituem todo o sistema, incluindo os relacionados com o golpe de aríete.

Material da Tubagem e Acessórios

O material a usar para as condutas em pressão é o PEAD e para os acessórios FFD (Polietileno de Alta Densidade e Ferro Fundido Dúctil). Na parte do escoamento em superfície livre, utilizar-se-á o material em PVC corrugado SN8.

Nas tubagens de PEAD entrou-se em linha de conta com os raios de curvatura que o material permite. Com esta disposição limita-se o recurso a acessórios em curva ao mínimo indispensável. Por outro lado, este material apresenta elevada flexibilidade simplificando os trajetos sinuosos.

As juntas da tubagem serão executadas através de soldadura topo a topo ou por eletrofusão. Os equipamentos a instalar, nomeadamente as válvulas de seccionamento, as ventosas e o equipamento de cada descarga de fundo, são sempre de FFD.

As ligações dos tubos a equipamentos (válvulas, ventosas, etc.) de FFD e/ou de outros materiais, serão flangeadas. Também, no interior das câmaras de instalação dos equipamentos, a ligação entre tubagens, acessórios e equipamentos instalados, será feita, de uma forma geral, através de flanges.

Quando enterrados, os acessórios equipados com flanges deverão ficar protegidos por envolvimento com tela de proteção.

Classes de Pressão da Tubagem e Acessórios

Tanto as tubagens como os acessórios a instalar, nomeadamente curvas, tês, válvulas e ventosas, as pressões de serviço considerados no seu dimensionamento variam entre PN 6 e PN 25.

Os tubos e acessórios a instalar deverão resistir, com segurança, às pressões máximas a que irão estar sujeitos.

Vala para assentamento da tubagem

As profundidades de assentamento das condutas bem como a sua implantação encontram-se definidas nos desenhos das plantas e perfis longitudinais. Todos os acessórios necessários ao estabelecimento do traçado pretendido encontram-se indicados nos mesmos desenhos.

O traçado para a implantação das condutas foi efetuado, preferencialmente, considerando as bermas das principais vias de comunicação rodoviária, seguindo o critério de proximidade as estas vias de modo a aumentar a facilidade de acessos para execução da obra e a reduzir custos de construção.

As condutas serão assentes com as cotas e inclinações previstas no projeto de modo a cumprir as inclinações máximas e mínimas previstas. Inclinação mínima de 0,3% nos troços ascendentes e 0,5% nos troços descendentes. Inclinação máxima sem maciços de amarração é de 15%.

Na abertura das valas para o assentamento das tubagens foi contemplando um recobrimento mínimo de 0,90 m. No entanto, poderá acontecer em situações pontuais do projeto que se verifique que a profundidade de assentamento das condutas, medida do extradorso, possa ser inferior à indicada (0,90m), resultante do estudo da melhor inclinação a dar ao assentamento da tubagem que equilibre os volumes a escavar e a aterrar.

Deverá proceder-se à proteção das tubagens com lajetas de betão (no caso das tubagens de PEAD) ou por maciços de betão, executados de acordo com os pormenores que constam do projeto. Este tipo de situação acontece apenas em casos particulares, tais como o atravessamento sobre ou sob aquedutos e/ou linhas de água existentes. Por outro lado, recomenda-se ainda que se proceda à proteção da tubagem nas situações de cruzamento com infraestruturas enterradas, tais como aquedutos, redes de abastecimento, drenagem ou infraestruturas de gás e eletricidade.

As condutas devem ser assentes por forma a assegurar a sua perfeita estabilidade, pelo que as valas devem ser regularizadas e preparadas no seu fundo com uma camada de areia bem compactada (grau de compactação superior a 95% do Proctor Normal), a fim de permitir um apoio contínuo (ficando sem ressaltos nem covas).

As tubagens das condutas adutoras serão instaladas em vala, com largura variável em função dos diâmetros. As características da vala, nomeadamente as secções da vala e o seu aterro variam em função do tipo de infraestrutura viária e respetivo pavimento a intervir.

No caso de se verificar que o aterro no fundo da vala não tem firmeza suficiente para assentamento das condutas, a vala será aprofundada até se encontrar terreno firme, preenchendo-se esse afundamento com saibro bem compactado. Caso seja necessário implantar tubagens em terrenos lodosos, estas deverão ser assentes sobre um leito de brita envolvida por geotêxtil.

Válvulas de Seccionamento

Ao longo das condutas adutoras serão instaladas válvulas de seccionamento com o objetivo de permitir isolar troços de tubagem para operações de manutenção, nomeadamente, operações de limpeza periódicas, de inspeções ao seu estado e de reparação em caso de avarias, principalmente, deteção e reparação de roturas.

O comprimento dos referidos troços depende do perfil longitudinal das condutas, devendo-se situar, normalmente, entre os 2000 m e os 4000 m.

No presente projeto as válvulas de seccionamento serão colocadas preferencialmente nos “pontos baixos” e nos “pontos altos”, aproveitando, sempre que possível, os pontos onde se localizam as câmaras de descarga de fundo e as ventosas, ficando instaladas em câmaras visitáveis, e seccionando, assim, os troços ascendentes e os troços descendentes tornando-os independentes para efeitos de manutenção. Os pontos altos do perfil definem troços da conduta onde a gravidade fica esgotada, apresentando uma pressão mais reduzida. Ficam, por isso, mais facilitadas as operações de manobra da válvula do que em qualquer outro ponto.

Uma válvula de seccionamento que não seja colocada nem num ponto baixo nem num ponto alto, tem de levar sempre uma ventosa de um lado e uma descarga do outro lado.

Para reduzir o comprimento dos troços a isolar, quando é necessário proceder ao esvaziamento da conduta, as válvulas de seccionamento podem ser também ser colocadas em pontos baixos (próximo da válvula de descarga ou purga). Nestes casos, as operações de manobra são mais difíceis, uma vez que a diferença de pressão a montante e a jusante, quando se pretende proceder à abertura da válvula, é elevada. Por vezes, para atenuar esta dificuldade é usual manter uma tubagem de pequeno diâmetro em circuito de *by-pass*.

Nas adutoras com escoamento em superfície livre é usual a existência de comportas ou adufas, mas localizadas em pontos de fácil operação (o que nem sempre acontece no caso anterior) e, ainda, à entrada e à saída de troços localizados que funcionem em pressão, como sejam sifões invertidos e túneis.

Válvulas de descarga

Nos "pontos baixos" do traçado das condutas serão também instaladas descargas, de forma a possibilitar, sempre que necessário, o esvaziamento dos troços de montante e de jusante para operações de limpeza, desinfeção ou reparação. As condições de descarga poderão ser do tipo:

- descarga livre, quando a cota de soleira da conduta permitir a descarga por gravidade para o local de descarga final (linha de água mais próxima, coletor pluvial, etc);
- descarga afogada, em situação contrária ou quando não for viável, do ponto de vista técnico-económico, a execução de uma descarga livre.

Todas as descargas serão instaladas em caixas visitáveis, o que permite uma fácil operação e manutenção das mesmas.

Quando uma válvula de descarga é colocada num troço ascendente, leva uma ventosa atrás e uma descarga à frente. Quando é colocada num troço descendente, leva uma ventosa à frente e uma descarga atrás (ver demonstração nos desenhos n.º 5 e n.º 6).

As caixas para instalação de válvulas de descarga terão soleira e base de betão armado pré-fabricada, corpo constituído por anéis de betão pré-fabricados, com diâmetro interior de 1,25 m, e cobertura com cone de betão pré-fabricado assimétrico, tampa circular, de ferro fundido, com DN600 e classe de resistência, de acordo com a NP EN 124.

O destino final das águas descarregadas será ou a linha de água mais próxima, ou o sistema de drenagem por coletores, valas e aquedutos existentes no local.

Sempre que as caixas de visita sejam implantadas em terrenos de má fundação ou com níveis freáticos altos, estas deverão ser assentes sobre uma camada drenante, com cerca de 0,60 m de espessura, constituída por material granular, de granulometria extensa, e envolvida em geotêxtil de 200g/m².

Ventosas

O traçado das condutas em perfil longitudinal prevê a instalação de ventosas nas secções que constituem "pontos altos" (no fim do troço ascendente que liga com o início do troço descendente), pontos estes, onde há facilidade do ar se encaminhar e se concentrar.

Estas ventosas serão também instaladas no lado montante de uma válvula de seccionamento quando esta estiver colocada num troço ascendente; no lado jusante de uma válvula de seccionamento quando esta estiver colocada num troço descendente.

A instalação de ventosas nas condutas adutoras é vantajosa para o seu funcionamento porque permite os seguintes objetivos:

- permite a expulsão de pequenos volumes de ar que se acumulam naquelas zonas altas;
- permite a entrada de grandes volumes de ar quando se esvaziam as condutas, aquando as operações de manutenção ou de reparação de roturas;
- permite a saída de grandes volumes de ar quando se procede ao enchimento das condutas, seja após a sua instalação, seja na sequência de reparações.

As ventosas terão sempre uma válvula de corte a montante, podendo esta estar incorporada na própria ventosa. São montadas a partir de uma derivação em tê da conduta adutora, devendo ser intercalada com uma válvula de passagem entre o tê e a ventosa, destinada a permitir as operações de manutenção e/ou reparação deste tipo de dispositivo, sem ter de interromper o escoamento normal na conduta adutora.

Dispositivos redutores de pressão (Câmaras de perda de carga)

Uma câmara de perda de carga não é mais do que um reservatório intermédio, na conduta adutora, em que uma parte da energia hidráulica do escoamento, à entrada, é dissipada, dando, assim, origem a uma perda de carga localizada; a restante energia é transformada em energia potencial com uma nova cota de partida para o troço da adutora a jusante.

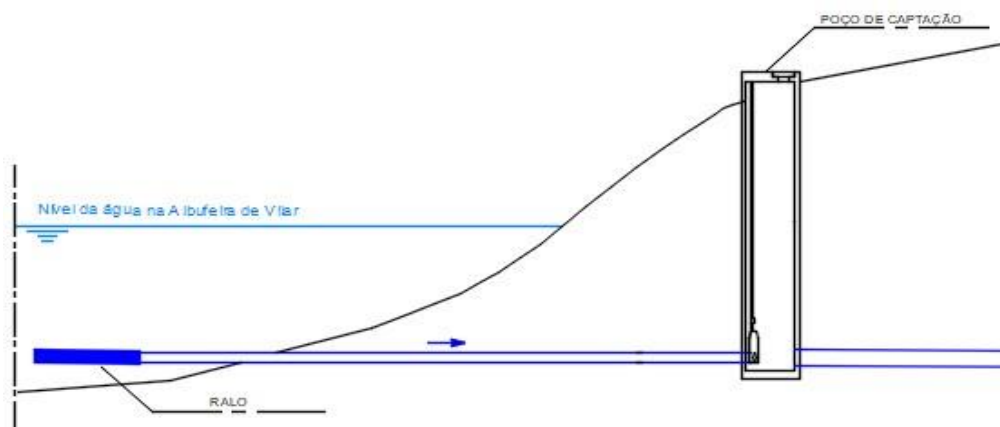
No presente projeto, no dimensionamento do troço por gravidade da adutora foi necessário prever dois destes dispositivos para vencer o desnível de 372,5 m (783,0 – 410,5), de modo que, nos troços situados às cotas mais baixas do perfil, as pressões não ultrapassassem os 160 m

(PN16), evitando assim, maiores encargos de investimento devido ao aumento do custo unitário da tubagem.

A escolha da localização duma câmara deste tipo, também requer um estudo atento das condições topográficas e de perfil longitudinal da conduta adutora, em ligação com as condições hidráulicas do escoamento. Assim, quando existe uma grande carga estática entre o ponto inicial e final da conduta adutora verificam-se elevadas velocidades de escoamento; as válvulas de seccionamento da adutora e de controlo de entrada de água, por exemplo num reservatório a jusante tornam-se bastante caras, podendo acarretar problemas nas operações de manobra das mesmas.

5.2. Captação

A captação da água na albufeira do Vilar será efetuada por uma tomada de água sob dispositivo em ralo com filtro, do tipo conforme o exemplo focado na *Figura 25* (mais bem ilustrado no desenho n.º 8 das peças desenhadas), seguida de poço captação e Estação Elevatória/Edifício de Manobras. Tanto o poço como a estação são constituídas por betão armado, num local afastada da margem da albufeira, com largura e altura devidamente dimensionadas para permitir o seu correto funcionamento.



Informação obtida em Estruturas Hidráulicas – IST (15)

Figura 25 – Tomada de água em ralo com ligação ao poço captação

A tomada de água ficará submersa dentro da albufeira de Vilar, colocada a uma cota inferior ao nível mínimo de que há registo naquela albufeira (ver *Figura 7*).

Esta condicionante determinou que a localização escolhida para a tomada de água na albufeira de Vilar fosse a zona da Quinta do Choso. A partir da zona da Quinta do Choso, para locais do lado montante da albufeira, as cotas do leito da albufeira tendem a ser mais elevadas (igual ou superiores a 530 m), obrigando a projetar a colocação do ralo também a cotas mais elevadas, aumentando o risco do ralo emergir, ficar fora de água, ou com um nível de água insuficiente sem condições para efetuar uma correta captação. Isto poderá ocorrer nos períodos em que a barragem atinja níveis mínimos consequentes dos períodos de maior seca.

5.3. Restituição

A estrutura de restituição ou testa de jusante para a descarga final do caudal do sistema é efetuado por gravidade diretamente na Ribeira de Coja por uma boca de saída do tipo de “Boca de Lobo”.

A estrutura a executar será em betão armado localizada a jusante no ponto final do último troço da rede, com as dimensões extas a definir aquando da elaboração do Projeto de Execução. A boca de lobo será provida de grades (contra intrusão) amovível, com sistema de fecho.

Será previsto um dissipador de energia tipo “Colchões Reno®” no ponto de descarga sobre o terreno natural, por forma a minimizar o efeito erosivo do fluxo de água concentrado. O dissipador deverá ser constituído por elementos rochosos de seixo ou material proveniente de britagem, devendo ser de boa qualidade, compacto, duro, e inatacável a agentes atmosféricos.

A rede “Colchões Reno®” para acomodar o material rochoso deverá ter as características definidas no desenho pormenor, devendo ser produzidos em malha hexagonal de dupla torção com fios de aço revestidos com proteção contra corrosão.

A *Figura 26* representa um exemplo de “Boca de Lobo” a considerar e a *Figura 27*, representa um exemplo de desenho pormenor tipo.



Imagem obtida em “Drenagem Urbana” (16)

Figura 26 – Estrutura de restituição ou testa jusante “Boca de lobo”

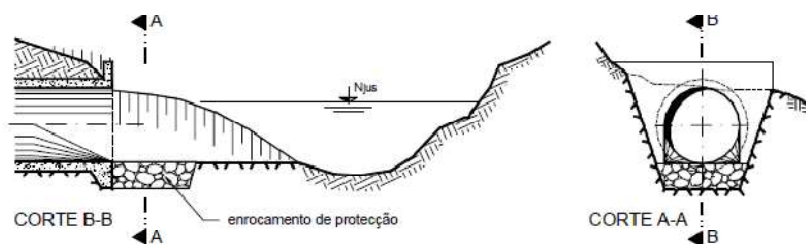


Figura de António Pinheiro – IST (17)

Figura 27 – Estrutura de restituição ou testa jusante “Boca de Lobo”

O Rio Coja inicia o seu percurso perto de Aguiar da Beira, próximo do início do troço da conduta por gravidade, local que se poderia optar para efetuar a descarga do sistema, evitando uma extensão até Santa Eufémia, com poupanças significativas de custos na construção de condutas.

A informação foi adquirida a partir dos registos da estação hidrométrica mais próxima, Estação Hidrométrica de Moinhos de Pepim, cujos dados, para o período entre 1991 e 2008, se assinalam na *Tabela 17*, com visualização gráfica exposta na *Figura 28*.

Da análise a este gráfico da *Figura 28*, constata-se que o escoamento mensal dos meses de julho, agosto e setembro é praticamente nulo, resultado de períodos de pouco ou nada chuvosos.

Estes resultados levam a concluir que o Rio Coja terá tendência a estar mais seco durante aqueles 3 meses, com solos mais sujeitos a absorver facilmente qualquer água que lhe possa

escorrer no leito, e que, por isso, fazer a descarga muito a montante daquele rio, poderá ser um local demasiado longe para que o caudal de projeto possa chegar por gravidade à albufeira de Fagilde sem que se não tenha perdido grande parte do volume projeto em infiltrações durante o percurso seco do Rio Coja.

Tabela 17 – Registos do Escoamento Mensal na Hidrométrica Moinhos de Pepim

Pepim - Escoamento Mensal (dam ³)												
	Outubro	Novembro	Dezembro	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maiο	Junho	Julho	Agosto	Setembro
1981	511	20	8 918									
1982	4 734	11 030	15 457	9 841	8 356	8 499	6 718	4 735	3 075	47	26	46
1983	517	3 699	30 966	10 886	10 354	10 742	13 389	19 847	9 696	2 112	1 064	116
1984	3 364	32 282	22 605	4 350	5 270	9 401	9 722	8 613	8 206	1 636	399	129
1985	188	2 425	15 088	20 780	25 341	13 268	17 544	7 789	4 538	549	200	111
1986	373	952	3 153	22 881	48 040	12 739	7 834	5 174	1 102	187	121	218
1987	13 406	7 929	16 846	6 886	12 286	5 745	13 023	2 665	1 040	388	121	502
1988	678	991	1 168	25 724	28 604	5 139	6 598	16 947	5 969	9 494	887	328
1989	40	7 928	28 556	852	2 374	3 556	5 681	1 696	896	81	27	26
1990				15 430	14 602	5 085	3 365	1 546	286	27	14	0
2001		1 045	785									
2002	3 316	21 788	28 349	3 931	5 541	14 200	3 364	685	562	28		8
2003	4 362	9 181	8 725	8 228	10 332	9 276	5 213	1 186	870	309	173	156
2004	6 753	2 451	2 226	5 518	5 499	3 234	2 012	1 038	219	161	177	155
2005	151	927	6 200	1 180	846	1 239	1 760	768	170	161	161	154
2006	13 733	13 733	32 015	2 075	4 164	24 513	6 242	1 451	391	161	161	156
2007	419	419	408	4 100	19 088	8 715	2 967	1 832	1 746	509	39	
2008				2 367	898							

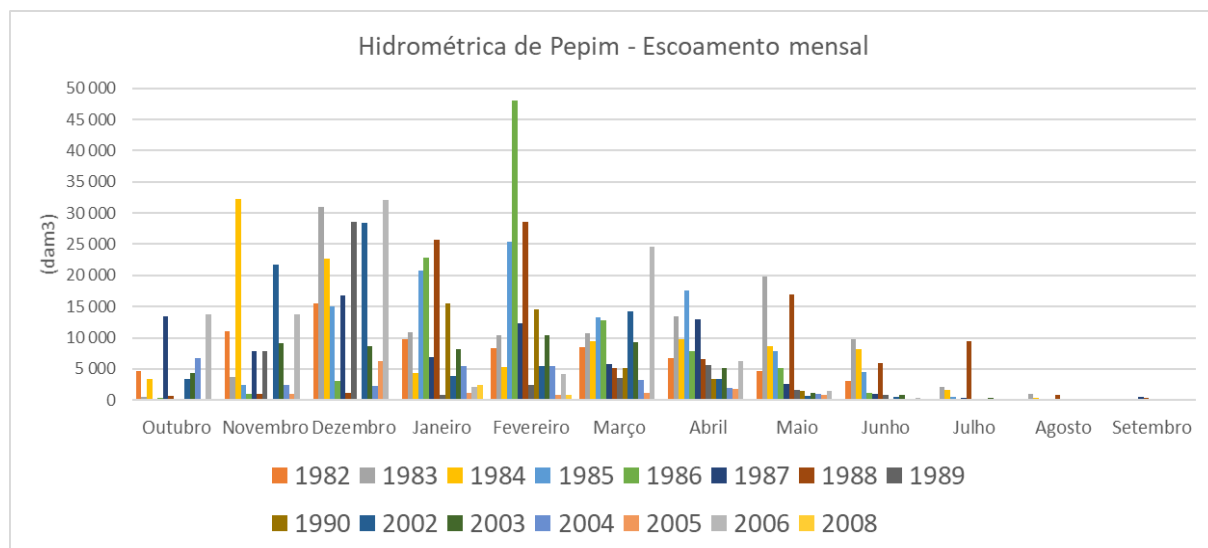


Figura 28 – Gráfico do Escoamento mensal de Moinhos de Pepim

Pode-se, então, concluir que quanto mais a jusante do Rio Coja for a descarga, menor serão as suas cotas topográficas dentro da bacia hidrográfica correspondente, maior será a tendência para a concentração de escoamentos com menor a distância à albufeira de Fagilde.

Assim, efetuar a descarga mais junto a Penalva do Castelo (Santa Eufémia), é uma opção mais segura e oferece melhor garantia de que a água descarregada chega com mais abundância à albufeira de Fagilde.

5.4. Traçado em planta

O critério utilizado para o traçado e implantação das condutas foi o de, sempre que possível, instalá-las ao longo das estradas e caminhos públicos, mas fora das faixas de rodagem, dando primazia a zonas de passeio e/ou zonas não pavimentadas (ver desenho n.º 1 das peças desenhadas). Este critério visa minimizar, em termos de execução da obra, as interferências quer com a faixa de rodagem quer com as propriedades limítrofes que se encontram ao longo do traçado, evitar a necessidade de expropriações de terrenos por onde teria de passar a conduta, facilitar o acesso para localização de avarias, reparações e para efeitos de manutenção.

A conduta a instalar, a tomada de água a construir, os reservatórios e a zona de descarga na Ribeira de Coja, em Santa Eufémia, deverão ficar implantados em zonas que não interfiram com ocorrências patrimoniais não devendo ser verificado qualquer constrangimento ou incompatibilidade do projeto. Para isso, na elaboração e desenvolvimento posterior do Projeto de Execução de todo o traçado, deverá ser efetuado um levantamento topográfico específico, bem como uma campanha de sondagens geológicas e geotécnicas que implique um trabalho de campo exaustivo para levantamento da situação atualizada dos locais de passagem e informação das autoridades licenciadoras.

Nas zonas urbanas e periurbanas em que se verifiquem interferências com as infraestruturas existentes, a abertura de valas, a instalação das tubagens e caixas de acessórios e o posterior aterro das valas deverão ser efetuados de modo a minimizar os danos sobre ramais/condutas/coletores existentes ou outros.

As tubagens em PEAD são flexíveis, podendo acompanhar as curvas em planta e em perfil das estradas e caminhos, devendo, no entanto, respeitar um raio mínimo de curvatura de acordo com os catálogos dos fabricantes.

Na definição do traçado foram seguidas ainda as regras gerais para a instalação de condutas, nomeadamente no que diz respeito a inclinações, recobrimentos mínimos e distâncias mínimas a outras ocupações do subsolo (ver nas peças desenhadas o desenho n.º 1 para o traçado em planta, e os desenhos do n.º 2 ao n.º 6 para o traçado em perfil).

A implantação desta conduta, ver *Figura 29* (ver também desenho n.º 1), não acarreta qualquer tipo de obra especial, prevendo-se a sua execução com tecnologia tradicional, sempre em vala aberta.

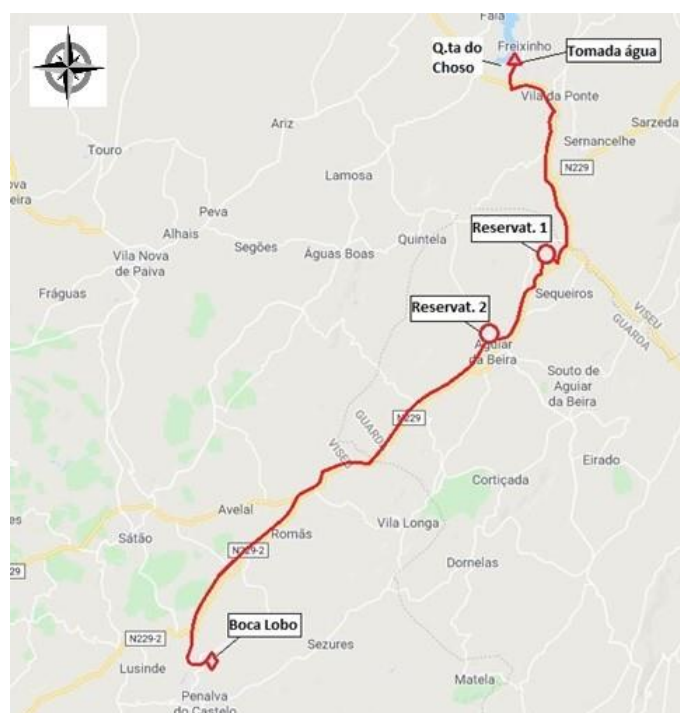


Figura 29 – Traçado em planta

5.5. Reservatórios

Os reservatórios a projetar poderão ser em aço prensado galvanizado a quente por camada de zinco revestido.

Este tipo de reservatórios é uma solução de baixos custos que permite uma fácil e rápida montagem devido ao seu sistema modular. Todos os seus componentes de aço incluindo parafusos, porcas e anilhas são, também, galvanizadas a quente.

Os reservatórios serão instalados ao nível do terreno, suportados por fundações de betão armado devidamente dimensionadas para o efeito.

A fotografia da *Figura 30*, é exemplo do tipo de reservatório a considerar, podendo este ser circular ou quadrangular.



Imagem “Abeco Tanks” (18)

Figura 30 – Reservatórios metálicos modulares

5.6. Dimensionamento

5.6.1. Considerações gerais

No dimensionamento das adutoras consideram-se os seguintes critérios gerais:

- material das tubagens PEAD MRS100 (PN10 e PN16);
- inclinação mínima nos troços ascendentes 0,3 %;
- inclinação mínima nos troços descendentes 0,5 %;
- inclinação máxima (sem maciços de amarração) 15%;
- velocidade recomendada entre 0,6 m/s e 1,5 m/s;
- recobrimento mínimo (sobre o extradorso da tubagem) 0,90 m.

Será tido em conta o compromisso técnico-económico entre o volume de escavações, profundidade de valas, cotas de soleira, inclinações mínimas, capacidade e condições de adução, recobrimentos e condições de assentamento/fundações que não ponham em risco as tubagens face aos valores das compressões diametrais das condutas.

Sempre que o terreno apresenta nível freático elevado será considerada uma escavação máxima viável de modo a minimizar a dificuldade de execução da obra e os custos de investimento.

Prevê-se ainda a instalação de válvulas de descarga, ventosas e válvulas de seccionamento com descarga. A localização destes órgãos de segurança e manobra serão indicados em peças desenhadas.

5.6.2. Caudal de cálculo

O caudal de dimensionamento numa adutora, pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$Q_{\text{dim}} = k_t \times k_p \times Q_m \quad [2]$$

em que:

Q_{dim} - caudal de dimensionamento (m^3/s)

k_t - fator de duração do transporte (-)

k_p - coeficiente de perdas na adução (-)

Q_m - caudal a aduzir (m^3/s)

O fator de duração de transporte representa a relação entre o número de horas do dia (24 horas) e o número máximo de horas de funcionamento da conduta adutora, no horizonte de projeto; consequentemente, este fator é sempre ≥ 1 .

Nas adutoras por gravidade, o seu valor é geralmente unitário, uma vez o transporte pode ser feito ao longo de 24 horas, enquanto que nas adutoras por bombagem é, normalmente, igual a 1 (funcionamento em 24 h), 1,2 (funcionamento em 20 h) ou 1,5 (funcionamento em 16 h).

O coeficiente de perdas na adução constitui uma margem de segurança para compensação de perdas e restabelecimento de reservas. Os valores a considerar para k_p , de acordo com a NP 837, são os seguintes:

- se $0,1 \times k_t \times Q_m > 0,2 \text{ l s}^{-1}$, considera-se $k_p = 1,1$
- se $0,1 \times k_t \times Q_m \leq 0,2 \text{ l s}^{-1}$, a expressão apresentada transforma-se em:

$$Q_{\text{dim}} = k_t \times Q_m + 0,2 \text{ (l s}^{-1}\text{)} \quad [3]$$

Atendendo que o sistema vai estar parado a maior parte do tempo funcionando apenas quando se verificar a necessidade do reforço da albufeira, considerou-se que as bombas podiam ser dimensionadas para funcionar 24/dia, o que corresponde a um fator de transporte $k_t = 1$.

Tal como referido em 3.5 “*Volumes considerados a transportar para a albufeira*”, o caudal a aduzir será de $495 \text{ dam}^3/\text{mês} = 0,191 \text{ m}^3/\text{s}$, proveniente da média das 3 situações estudadas.

De acordo com a expressão [2], com o fator de fugas, $k_p = 1,1$ e fator de transporte, $k_t = 1$, o caudal a transportar pelo sistema a projetar (caudal de dimensionamento, $Q_{\text{dim}} = Q_p$ determinado no ponto 3.6, condutas, estações elevatórias e reservatórios, deverá ser de $545 \text{ dam}^3/\text{mês} = 0,210 \text{ m}^3/\text{s}$ para o ano horizonte de projeto de 2040 ($0,191 \text{ m}^3/\text{s} \times 1,1 \times 1$).

5.6.3. Conduatas elevatórias

5.6.3.1. Diâmetros admissíveis

Os diâmetros admissíveis são calculados atendendo aos limites da velocidade mínima e máxima admissível para a tubagem. Estes limites de velocidade não estão contemplados em regulamento por não existir o caso das adutoras que, não havendo outras referências para além da bibliografia da especialidade, evidencia-se a NP 837 de 1971 referente a regras de conduatas adutoras, seu traçado e dimensionamento, para os abastecimentos de água a aglomerados populacionais. Esta norma define a velocidade máxima admissível em 1,5 m/s para as conduatas adutoras nada mencionando quanto à velocidade mínima. No entanto, existe um consenso científico de que o valor mínimo da velocidade não deve ser inferior a 0,6 m/s, tendo sido também esse o critério usado neste estudo.

O intervalo de diâmetros é fixado face àquelas velocidades, tendo em conta a expressão:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{U\pi}} \quad [4]$$

em que:

- D - diâmetro interior (m)
- Q - caudal (m³/s)
- U - velocidade (m/s)

Para a velocidade máxima de 1,5 m/s, obtém-se o diâmetro mínimo interior de 178 mm e para a velocidade mínima obtém-se o diâmetro máximo interior de 446 mm.

Para o caudal de projeto, 545 dam³/mês ou 0,210 m³/s, foram determinados diâmetros nominais admissíveis de 500 mm e 560 mm para conduatas em material de PEAD e de 450 mm e 500 mm para conduatas em FFD, conforme se indicam no quadro seguinte da *Tabela 18*.

Tabela 18 – Velocidades para os diâmetros do estudo

Material	Diâmetro Nominal DN (mm)	Pressão Nominal PN (bar)	Diâmetro interior D (mm)	Velocidade U (m/s)
PEAD	500	10	440,60	1,38
		16	409,20	1,50
	560	10	493,60	1,10
		16	458,40	1,27
FFD	450	30	450,00	1,32
	500	30	500,00	1,07

5.6.3.2. Perdas de carga e altura de elevação

Perdas de carga unitárias para os vários diâmetros, materiais e pressões nominais.

A perda de carga unitária nas tubagens depende do diâmetro e do material da tubagem adotados que, para o caso dos tubos em PEAD, há que considerar também as pressões a que a tubagem ficará sujeita ao longo do seu percurso uma vez que, nestes tubos, o diâmetro nominal é o seu diâmetro exterior. Quanto maior for a classe de pressão nestes tubos maior é a sua espessura e, por consequência, menor é o seu diâmetro interior para o qual está relacionada uma pressão nominal.

Fórmula de Colebrook-White

Na determinação das perdas de carga contínuas foi usada a fórmula de Colebrook-White.

Esta fórmula abrange todo o domínio dos escoamentos turbulentos (lisos, de transição e puramente turbulentos) e pode condensar-se na seguinte expressão, para secções circulares:

$$Q = \frac{\pi D^2}{2} \sqrt{2 g D J} \log \left(\frac{k}{3,7 D} + \frac{2,51 v}{D \sqrt{2 g J D}} \right) \quad [5]$$

em que:

- D - diâmetro interior (m)
- J - perda de carga unitária (-)
- k - rugosidade absoluta (mm)
- g - aceleração da gravidade (m/s^2)
- ν - viscosidade cinemática ($m^2 s^{-1}$)

Rugosidade e viscosidade adotadas

O valor adotado para a rugosidade, a partir do qual se conduziu os cálculos, foi de $k = 0,015$ (mm) para o material PEAD e $k = 0,100$ (mm) para FFD.

Para a viscosidade cinemática o valor adotado foi $\nu = 1.31 \times 10^{-6}$ (m^2/s), correspondente a uma temperatura de $10^\circ C$.

Apresentam-se na *Tabela 19* os valores das perdas de carga unitárias correspondentes ao caudal de dimensionamento de $0,210 m^3/s$ e aos vários diâmetros e materiais considerados em 5.6.3.1 (*Tabela 18*).

Tabela 19 – Perdas de carga para os diâmetros do estudo

Material	Diâmetro Nominal DN (mm)	Pressão Nominal PN (bar)	Diâmetro interior D (mm)	Perda Carga Unitária (J) (-)
PEAD	500	10	440,60	0,00303
		16	409,20	0,00435
	560	10	493,60	0,00250
		16	458,40	0,00174
FFD	450	30	450,00	0,00273
	500	30	500,00	0,00164

Perdas de carga localizadas

Nas perdas de carga localizadas adotou-se o critério de adicionar 5% ao comprimento de cada troço da conduta.

Estimativa da altura de elevação necessária

A altura total de elevação de uma estação elevatória é igual à soma do desnível geométrico entre o reservatório de jusante e o reservatório de montante com as perdas de carga totais (contínuas e localizadas) ao longo da conduta elevatória.

O reservatório de jusante ficará em Aguiar da Beira, com o nível máximo à cota 783 m, e o reservatório de montante é a albufeira de Vilar, cujo nível se considera não ser inferior à cota 532 m. Assim, o desnível geométrico será:

- $\Delta Z = 783 - 532 = 251 \text{ m}$

O comprimento total das condutas elevatórias entre esses dois reservatórios é $L=15.946,1 \text{ m}$.

Tal como referido, as perdas de carga na conduta elevatória dependem do diâmetro, material e pressão nominal das tubagens.

O cálculo determinou que para elevar a água desde a cota de captação de 532 m (cota mínima possível na albufeira de Vila) até à cota de descarga à cota de 783 m, resulta uma primeira altura elevação com uma energia correspondente a 149 m para percorrer 11.364 m de conduta (PEAD DN500), adicionando uma segunda altura elevação com uma energia correspondente a 159,9 m para percorrer 4.582 m de conduta (PEAD DN500).

Numa primeira análise, considerando o tubo em PEAD DN500 e sem ainda ter em conta a influência da introdução das classes de pressão nesta tubagem, a altura total de elevação necessária entre a albufeira (cota=552 m em NPA e cota=532 m como a mínima possível) e o 2º reservatório (à cota 783 m), sendo a distância total entre estes 2 pontos de 15.946,1 m, é cerca de 301,7 m, para uma perda de carga de 0,00303 m/m, conforme a seguir se justifica:

- $J = 0,00303 \text{ m/m}$;
- $L = 15.946,1 \text{ m}$;

-
- $\Delta Z = 783 - 532 = 251,0$ m;
 - $\Delta H = J \times L = 0,00303 \times 15.946,1 \times 1.05 = 50,7$ m;
 - $H_t = \Delta Z + \Delta H = 251,0 + 50,7 = 301,7$ m

em que:

J – perda de carga unitária (-)

L – comprimento da tubagem (m)

ΔZ – desnível geométrico (m)

ΔH – perda de carga total da tubagem (m)

H_t - altura total de elevação (m)

5.6.3.3. Estudo económico das condutas elevatórias

Considerações gerais

Para determinar qual a solução mais vantajosa entre as várias alternativas tecnicamente admissíveis para um sistema elevatório, torna-se necessário comparar os respetivos custos totais por forma a poder-se adotar a que se revelar mais económica.

Entre as alternativas que podem ser consideradas, referem-se as que dizem respeito ao diâmetro adotado para a conduta elevatória e ao número de estações elevatórias instalado.

Diâmetro a utilizar

O custo total de construção e exploração de um sistema elevatório é constituído pela soma de várias parcelas cujo valor depende do diâmetro adotado para a conduta elevatória.

As componentes do sistema cujo custo depende do diâmetro adotado são:

- a) - Construção civil da conduta elevatória;
- b) - Construção civil das estações elevatórias;
- c) - Equipamento eletromecânico;
- d) - Energia consumida;
- e) - Manutenção da construção civil e dos equipamentos.

A parcela *a*), “*Construção civil da conduta elevatória*”, é evidentemente tanto menor quanto menor for o diâmetro adotado, mas as parcelas *b*), *c*) e *d*), aumentam quando o diâmetro da conduta diminui, uma vez que um menor diâmetro representa um maior valor das perdas de carga e, conseqüentemente, das potências das bombas a instalar.

A parcela *e*) pode ser considerada como dependendo do custo dos respectivos componentes, sendo, por isso, também dependente do diâmetro.

Torna-se, assim, necessário determinar as características do sistema elevatório para cada um dos diâmetros tecnicamente admissíveis e os correspondentes custos totais, por forma, a poder-se adotar a solução cujo custo total seja mais reduzido.

Pressões nominais da tubagem

A pressão nominal da tubagem corresponde à pressão de serviço máxima a que ela poderá vir a ficar sujeita durante a exploração do sistema.

A pressão de serviço em m.c.a. (metros de coluna de água), é numericamente igual à altura piezométrica do escoamento, ($\frac{P}{\gamma}$), que pode ser obtida a partir da carga hidráulica:

$$H = \frac{P}{\gamma} + Z + \frac{\alpha U^2}{2g} \quad [6]$$

em que,

- H – carga hidráulica (energia total por unidade de peso de líquido escoado)
- P – pressão
- Z – cota topográfica
- α – coeficiente de Coriolis (geralmente considerado igual à unidade, o que corresponde a admitir-se uma distribuição uniforme de velocidades nas secções transversais)
- γ – peso volúmico da água.
- U – velocidade média do escoamento
- g – aceleração da gravidade

A altura cinética é geralmente muito pequena nos escoamentos em pressão, podendo ser desprezada, pelo que, a altura piezométrica será:

$$\frac{P}{\gamma} = H - Z \quad [7]$$

em que,

- H – carga hidráulica
- P – pressão
- Z – cota topográfica
- γ – peso volúmico da água.

Ou seja, a pressão de serviço em m.c.a., pode ser obtida traçando o perfil longitudinal da tubagem e a linha de energia do escoamento e determinando o respetivo desnível em cada secção.

As pressões de serviço mais elevadas ocorrem, portanto, nas situações em que a linha de energia se encontre a uma maior cota, o que, nas condutas elevatórias, corresponde à linha de energia dinâmica com as maiores perdas de carga.

Nas tubagens de PEAD a utilizar nas condutas elevatórias, consideram-se pressões nominais até 10 bar (PN10) e até 16 bar (PN16). Embora também sejam fabricadas tubagens em PEAD PN6, não foram utilizadas porque têm um custo pouco inferior em relação ao PN10, apresentam menos garantias de resistência estrutural e sua extensão de conduta construída seria relativamente reduzida.

Para determinar os comprimentos de tubagem correspondentes a cada uma das pressões nominais, podem traçar-se linhas paralelas à linha de energia do escoamento, com desníveis correspondentes às diferentes pressões nominais expressas em m.c.a. (1 bar \approx 10 m.c.a.), definindo, assim, as faixas de utilização de cada pressão nominal.

Custos

Para a determinação dos custos estimados dos diferentes componentes, foram utilizadas as seguintes fórmulas aproximadas (19) (20) :

a) Custo de Reservatórios

- Construção civil: 85%
- Equipamento: 15%
- C - Custo (€)
- V - Volume (m³)
- Custo Reservatórios Apoiados (C_{ap}):

$$C_{ap} = 18000 + 2400 V^{0,72} \quad [8]$$

b) Custo de Estações Elevatórias

- C - Custo (€)
- Q - Caudal bombado (l/s)
- H - Altura de elevação (m)
- Custo Construção civil (C_{cc}):

$$1. \quad Q \leq 20 \text{ l/s}; C_{cc} = 30495 + 265 \cdot Q + 0,14 \cdot Q \cdot H \quad [9]$$

$$2. \quad Q \leq 20 \text{ l/s}; C_{cc} = 37909 + 355 \cdot Q + 0,14 \cdot Q \cdot H \quad [10]$$

- Custo Equipamento Eletromecânico (C_{Ee}):

$$1. Q \leq 20 \text{ l/s}; C_{Ee} = 20188 + 1567,5 Q^{0,769} H^{0,184} + 142,5 (Q H)^{0,305} \quad [11]$$

$$2. Q \geq 20 \text{ l/s}; C_{Ee} = 1251 Q^{0,769} H^{0,184} + 1987 (Q H)^{0,466} \quad [12]$$

c) Custo Adutoras

- C - Custo por metro (€)
- DN - Diâmetro nominal (m)
- PN - Pressão de serviço (bar)
- Custo **PEAD**:

$$C_{PEAD} = 33 (PN + 4,5) DN^2 + 10 DN + 30 \quad [13]$$

- Custo **FFD**:

$$C_{PEAD} = 33 C_{FFD} = K_1 PN + K_2 \quad [14]$$

$$K_1 = 5,6 DN^2 + 1,2 DN + 0,25 \quad [15]$$

$$K_2 = 430 DN^2 + 27 DN + 50 \quad [16]$$

d) Custo de Energia

- P - Potência instalada (kW)
- CP - Custo mensal fixo (€/mês)
- CE - Custo da energia consumida (€/kWh)

-
- Taxa de potência:

$$CP = 1,8 P \text{ (€/mês)} \quad [17]$$

- Custo de energia:

$$CE = 0,115 \text{ (€/kWh)} \quad [18]$$

e) Custo de Manutenção

- Ca - Custo anual da manutenção (€/ano)

- Co - Custo de construção (€)

- Construção civil:

$$Ca = 0,0025 Co \quad [19]$$

- Equipamento eletromecânico:

$$Ca = 0,005 Co \quad [20]$$

A partir das alturas de elevação, a potência de cada grupo hidropressor será determinada pela seguinte expressão:

$$P = \gamma \cdot Q \cdot H / (\eta_b \cdot \eta_m) \quad [21]$$

em que,

- γ – peso volúmico da água.
- Q – caudal máximo por grupo.
- H – altura de elevação.
- η_b – rendimento das bombas.
- η_m – rendimento dos motores.

Face aos resultados da simulação efetuado em 3.4.4, considerou-se que no período de 20 anos do horizonte projeto as bombas funcionarão durante um total de 6 meses o que corresponde a um volume anual médio bombado no valor de 163.500 m³ (545.000 x 6 / 20).

Os custos anuais de energia e manutenção (parcelas *d*) e *e*), são distribuídos ao longo dos 20 anos de exploração do sistema (2021 a 2040), e, para poderem ser adicionados aos custos de construção, foram calculados considerando preços constantes (as fórmulas de custos são idênticas em qualquer ano) e que os valores podem ser atualizados ao ano 0 utilizando a fórmula:

$$C_0 = \frac{C_n}{(1 + t)^n} \quad [22]$$

em que,

- **C_n** - custo atualizado no ano **n**
- **C₀** - custo no ano **0**
- **t** - taxa de atualização (adotou-se no estudo 3%)
- **n** - número de anos do período em análise (20 anos)

Apresentam-se nas tabelas n.º 10 à n.º 37 (do anexo 4), os cálculos das condições de funcionamento do sistema e dos custos dos seus componentes para os diâmetros nominais de DN500 e DN560 para o PEAD, e DN450 e DN500 para o FFD.

Para ajudar a ilustrar os cálculos atrás referidos nas tabelas n.º 10 à n.º 37 (anexo 4), evidencia-se o desenho n.º 2 das peças desenhadas que permite identificar em perfil longitudinal o andamento da conduta elevatória, com os traçados das suas Linhas de Energia onde constam linhas paralelas a estas para determinação das classes de pressão da tubagem.

Os resultados obtidos encontram-se resumidos na *Tabela 20*, onde se pode constatar ser o tubo em PEAD DN500 a solução economicamente mais vantajosa.

Tabela 20 – Estudo comparativo de custos estimados dos diversos diâmetros da conduta

	PEAD	PEAD	FFD	FFD
	DN500	DN560	DN450	DN500
	(€)	(€)	(€)	(€)
Custo construção civil da adutora, troço EE1-R1	1 940 509 €	2 315 035 €	2 351 802 €	2 710 405 €
Custo construção civil da adutora, troço EE2-R2	783 507 €	932 033 €	948 160 €	1 092 735 €
Custo construção civil da EE1	116 783 €	116 167 €	116 437 €	116 054 €
Custo construção civil da EE2	117 126 €	116 921 €	117 030 €	116 876 €
Custo Equipamento Eletromecânico da EE1	433 977 €	411 331 €	421 525 €	406 941 €
Custo Equipamento Eletromecânico da EE2	445 741 €	438 770 €	442 507 €	437 218 €
TOTAL	3 837 643 €	4 330 257 €	4 397 461 €	4 880 229 €

Número e localização das Estações Elevatórias

Para vencer o desnível topográfico a que o sistema está sujeito, a bombagem da conduta adutora elevatória a construir poderá ser efetuada considerando uma única estação elevatória instalada junto da captação. Neste caso, tal como referido em 5.6.3.2 - *Perdas de carga e altura de elevação*, o grupo de bombas instaladas teriam que conseguir vencer, de uma só vez, uma altura de elevação da ordem dos 301,7 m, valor este que se considera já suficientemente elevado que tem como resultado pressões elevadas nas tubagens, seleção de tubos com pressões nominais muito grandes e, conseqüentemente, a obrigação de se ter que utilizar especiais eletrobombas.

Por este motivo, considera-se mais vantajosa optar por instalação de várias estações elevatórias ao longo do traçado da conduta elevatória, por forma a dividir a altura de elevação necessária e reduzir as pressões na tubagem.

O aumento do número de estações elevatórias faz subir o seu custo total, mas pode ser compensado pela diminuição do custo da tubagem.

Nesse sentido, foram estudadas duas soluções alternativas:

- Uma alternativa, considerando duas Estações Elevatórias;
- Outra alternativa, considerando três Estações Elevatórias.

Excluindo a solução de projetar uma só estação elevatória, o estudo avançou para uma 2ª análise efetuando a solução com 2 Estações Elevatórias, passando a altura total de elevação a vencer, subdividida em duas alturas menores, de 150,9 m + 150,9 m (301,7 / 2).

A primeira estação elevatória mantém-se na zona de captação e, a segunda, sensivelmente no local que determine metade da altura de elevação, cerca de 150,9 m acima da cota da zona de captação (aproximadamente na cota 683 m (532 m + 150,9 m = 683,0 m)). Isto permite equilibrar as classes de pressão a considerar na adutora, rentabilizando-a e evitando a aplicação de tubagens de classes de pressão elevadas com consequências de custos mais elevados.

Outra análise foi ainda considerada para solução de três estações elevatórias (cálculos apresentados desde a tabela 38 à tabela 47, do anexo 5). Subdividir o esforço total de elevação por cada Estação Elevatória, resulta num valor de cerca de 100 m (301,7 / 3) em cada sistema de bombagem. Aumenta o custo de construir mais uma Estação Elevatória, mas reduz os custos das classes de pressão da conduta e da potência das eletrobombas com vantagens significativas nos custos de manutenção.

A *Tabela 21* apresenta o resumo dos custos estimados relativamente ao estudo comparativo das duas alternativas referidas para a solução considerando duas Estações Elevatórias e outra solução que considera a instalação de três Estações Elevatórias.

Tabela 21 – Estudo comparativo de custos estimados para as 2 alternativas

PEAD DN500		
	2EE	3EE
	(€)	(€)
Custo construção civil da adutora	2 724 016 €	2 465 650 €
Custo construção civil da EE1	116 783 €	107 968 €
Custo construção civil da EE2	117 126 €	108 377 €
Custo construção civil da EE3	0 €	108 378 €
Custo Equipamento Eletromecânico da EE1	433 977 €	342 436 €
Custo Equipamento Eletromecânico da EE2	445 741 €	362 040 €
Custo Equipamento Eletromecânico da EE3	0 €	362 112 €
Custo do reservatório R1	145 858 €	145 858 €
Custo do reservatório R2	228 605 €	145 858 €
Custo do reservatório R3	0 €	228 605 €
TOTAL	4 212 107 €	4 377 282 €

Com este estudo verifica-se que a construção da conduta adutora elevatória ficará mais económica ao sistema, considerando a situação da alternativa com 2 Estações Elevatórias. Conforme se constata nos valores da *Tabela 21*, apesar da alternativa com 3 Estações Elevatórias ser mais vantajosa no custo individual de cada parcela por rentabilizar a classe de pressão da conduta e menores eletrobombas, construir mais uma Estação Elevatória que implica construir mais um grupo de bombagem e mais um reservatório, torna o custo total ligeiramente superior.

Assim, por ser economicamente mais vantajoso, decidiu-se considerar no sistema a alternativa com duas Estações Elevatórias.

Tipo de bombas a instalar

Conforme já anteriormente referido, as alturas de elevação a considerar são as seguintes:

- **149 m**, na 1ª bombagem localizada na 1ª EE – Estação Elevatória;
- **159,9 m**, na 2ª bombagem localizada na 2ª EE – Estação Elevatória.

A *Tabela 22*, apresenta o cálculo da potência das bombas a considerar para alturas de elevação referidas e para o caudal previsto, recorrendo à fórmula [23].

Tabela 22 – Cálculo da potência das bombas

	nº grupos ng (un)	Caudal máx. por grupo Q m ³ /s	Peso volúmico da água γ (Nm ³)	Rendimento da bomba η _b (-)	Rendimento do motor η _m (-)	Altura mano. de elevação H _m (m)	Potência da bomba P (W)	Potência da bomba P (kW)
Troço 1	1	0.210	9800	0.83	0.90	149.0	410498.0	410.5
Troço 2	1	0.210	9800	0.83	0.90	159.9	440527.7	440.5

A partir de uma consulta efetuada a tabelas de características de bombas existentes no mercado (neste caso foram consultadas tabelas do fabricante Grundfos), encontrou-se as possíveis bombas a instalar no sistema em estudo, podendo ser as que estão propostas na *Figura 31*.

Bomba 1 aplicar na 1ª EE: Alt. Total= 150 m ; Caudal = 0,375 m3/s

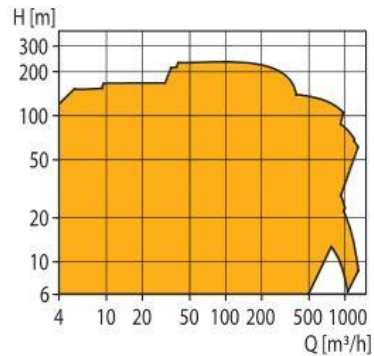
NB - NBG



Dados técnicos:

Caudal máx. 1350 m3/h
Altura man. Máx. 150 m
Temp.do líquido: 0° C a +120° C
Pressão de operação: máx. 16 bar

Bomba monobloco normalizada



Bomba 2 aplicar na 2ª EE : Alt. Total= 240 m ; Caudal= 0,375 m3/s

NK - NKG



Dados técnicos:

Caudal máx. 1350 m3/h
Altura man. Máx. 240 m
Temp.do líquido: 0° C a +120° C
Pressão de operação: máx. 16 bar

Bomba de estrado monocelulares normalizada

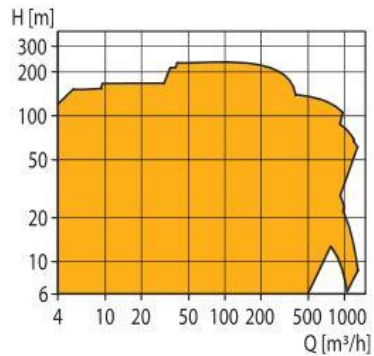


Figura 31 – Possíveis bombas a considerar

As estações elevatórias serão, em princípio, constituídas por um Grupo Hidropressor equipadas com 3 eletrobombas centrífugas, tipo monocelular não auto-ferrante de velocidade variável que deverão garantir a elevação da água para as cotas dos reservatórios localizados no traçado do projeto.

As três bombas funcionarão em paralelo com uma delas como reserva, com arranque, paragem e mudança de velocidade de cada grupo comandados por autómatos instalados.

5.6.4. Conduitas gravíticas

5.6.4.1. Diâmetro/velocidade

O dimensionamento hidráulico duma conduta adutora gravítica, em pressão, é, na maioria dos casos, um problema de simples solução. Na realidade, resume-se, de acordo com o caudal de dimensionamento, à determinação do diâmetro mínimo da tubagem face à energia total disponível para o escoamento e à necessidade de respeitar uma velocidade máxima admissível e de evitar pressões negativas ao longo da tubagem.

Tal como nas condutas elevatórias, a velocidade máxima admissível pode ser fixada em 1,5 m/s, de acordo com a NP837 – Conduitas adutoras (21). Uma vez que o caudal de dimensionamento da conduta gravítica é o mesmo da conduta elevatória a montante, o diâmetro mínimo admissível é o mesmo da conduta elevatória (DN500 mm), tendo sido adotada tubagem de PEAD DN500 (PN10 e PN16) que, com a colocação de câmara de perda de carga, não há pressões que excedem os 16 bar.

5.6.4.2. Energia disponível

Num troço gravítico as pressões máximas não ocorrem com linha de energia dinâmica, mas sim com linha de energia estática por esta ser traçada a uma cota mais elevada.

As classes de pressão são determinadas de forma semelhante à que foi determinada para a conduta elevatória, ou seja, traçando linhas paralelas à linha de energia com desníveis correspondentes às classes de pressão, usando desta vez, a referência da linha de energia estática a partir do nível máximo do reservatório. O cruzamento daquelas linhas paralelas com o traçado da conduta define os pontos a partir dos quais a pressão varia, aumentando com o afastamento à linha de energia.

Do mesmo modo, para a verificação das pressões mínimas, é necessário usar a linha de energia dinâmica partindo do nível mínimo do reservatório a montante.

Neste estudo, o troço gravítico apresenta uma parte em pressão que se inicia no reservatório sito em Aguiar da Beira (o mesmo onde o troço da conduta elevatória termina), à cota 783 m (reservatório cheio), terminando numa câmara de inspeção com válvula reguladora de caudal,

em Rio de Moinhos à cota 538,4 m, percorrendo cerca de 18.535 m. Este desnível geométrico permite uma energia disponível de 244,6 m ($783 - 538,4$) (ver desenho n.º 4).

A partir da referida câmara de inspeção, o escoamento efetuar-se-á por superfície livre, percorrendo cerca de 3.600 até à descarga no Rio Coja, num lugar perto de Santa Eufémia, no município de Penalva do Castelo.

Tendo em conta o desnível de 244,6 m, para se conseguir reduzir as classes de pressão e, conseqüentemente os seus custos, foi necessário prever a colocação de uma câmara de perda de carga instalada estrategicamente num ponto de modo a permitir que as classes de pressão ao longo da conduta não fossem superiores a PN16.

A referida câmara de perda de carga foi colocada a 10.411 m do reservatório de Aguiar da Beira, posicionada de tal forma que implique que a L.E. resultante não cruze ou não desça abaixo da conduta, esgotando-se as possibilidades das pressões mínimas a jusante, o que permitiu reduzir o excesso de energia disponível de 783 para 667 m.

No final do troço em pressão, a instalação de uma câmara de inspeção com válvula reguladora de caudal, distante 8.124 m da câmara de perda de carga, faz reduzir a energia para a cota 538,4 m naquele ponto. Esta situação tem o seu estudo ilustrado no desenho n.º 4 das peças desenhadas do projeto.

5.6.5. Tubagem com escoamento em superfície livre

Nesta conduta gravítica foi possível executar o troço final, cerca de 3.600 m de extensão, em escoamento de superfície livre, logo após a última câmara de perda de carga, o que permitiu considerar, uma vez que não está sob pressão, que o material da conduta fosse em PVC corrugado DN 500 mm.

Excluiu-se neste troço final uma alternativa em canal para evitar eventuais perturbações do caudal que se pretende transportar provocados por terceiros, na tentativa de aceder ao sistema para desvio e uso indevido da água em seu próprio proveito.

O dimensionamento hidráulico em superfície livre foi feito com base no caudal máximo a transportar, neste caso, de 545 dam³/mês (0,210 m³/s), determinando as condições de escoamento uniforme para a secção da conduta em PVC corrugado DN 500 mm.

Foi excluído do âmbito deste estudo os efeitos de regolfo provocados pelas variações de inclinação da conduta ao longo do troço, e da chegada à soleira descarregadora da “Boca de Lobo”.

A opção para que este troço final da conduta (segmentos do troço T62 ao T74, referências assinaladas no desenho n.º 4), foi ter sido verificado que todos os segmentos da tubagem que constituem este troço final, apresentam inclinações sempre descendentes e com valor percentual superior ao da inclinação da L.E. (Linha de Energia):

- Inclinação da L.E.:
 - Cota ponto 1 = 651,5 m
 - Cota ponto 2 = 636,6 m
 - Distância do ponto 1 ao ponto 2 = 3.257,8 m
 - Desnível entre o ponto 1 e o ponto 2 = 651,5 – 636,6 = 14,9 m
 - Inclinação: $i = 14,9 / 3.257,8 \times 100 = - 0,5\%$ (descendente)

Do perfil do desenho n.º 4, pode-se constatar na parte do troço em superfície livre, nos segmentos T62 ao T74, que não existe valores da inclinação da tubagem inferiores a (-2,1%) no sentido descendente, sendo todos superiores ao da inclinação da L.E. (-0,5%).

Para o dimensionamento da conduta no troço gravítico em superfície livre, utilizou-se a expressão de Manning-Strickler, conforme a seguir indicada:

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad [24]$$

em que:

- Q** - caudal escoado ($m^3 s^{-1}$)
- A** - área da secção (m^2)
- K** - coeficiente de rugosidade de *Manning* ($m^{1/3} s^{-1}$)
- R** - raio hidráulico (m) (A molhada/Perímetro molhado)
- i** - inclinação da tubagem (-)

O material adotado é o PVC corrugado SN8 DN500 (com diâmetro interior igual 418,0 mm), para o qual se considerou um coeficiente $K = 80 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ e uma perda de carga unitária de $J = 0,0074$.

Para permitir escoar o caudal de cálculo em regime uniforme, a tubagem com superfície livre necessita de uma inclinação mínima conforme a seguir se determina:

$$Q = 0,210 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (caudal de projeto)}$$

$$\text{Diâmetro} = 0,418 \text{ m}$$

$$A = 0,14 \text{ m}^2 \text{ (Área}_{\text{molhada}})$$

$$P = 1,31 \text{ m} \text{ (Perímetro}_{\text{molhado}})$$

$$R = A / P = 0,14 / 1,31 = 0,11 \text{ m}$$

$$K = 80 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$$

$$i = [(0,210 / (80 \times 0,14 \times 0,11^{2/3}))^2] = 0,007 = 0,7\%$$

Com a inclinação mínima da tubagem $i = 0,7\%$, atendendo a que a menor inclinação do troço de escoamento de superfície livre é de $0,6\%$, a sua capacidade de transporte encontra-se garantida.

5.6.6. Volume dos reservatórios

Neste sistema de adução, a necessidade de armazenamento prende-se com razões de ordem hidráulica, económica e de segurança. Esse armazenamento é assegurado pelos reservatórios cuja função principal será servir de volante de regularização para o funcionamento das bombagens, neste caso, por estar o reservatório associado a uma estação elevatória, regularizando o transporte da água nas transições entre troços por elevação.

Estes darão alguma independência na transição entre a conduta elevatória e a conduta gravítica, evitando que a conduta gravítica se esvazie quando as bombas param, admitindo que possa surgir eventuais problemas, por exemplo, se as válvulas que controlam a conduta gravítica tiverem dificuldades de comunicação que não as feche cada vez que as bombas param (estas bombas foram dimensionadas para trabalhar durante 24 horas/dia, durante o mês inteiro).

Admite-se também que o volume do reservatório colocado na estação elevatória a meio da conduta elevatória, não necessita de ser de grandes dimensões em comparação com o previsto

em Aguiar da Beira. Este necessita de ter uma maior capacidade de volume para fazer face a eventuais problemas de controlo de caudal na conduta gravítica.

Quanto ao seu dimensionamento, uma vez que os reservatórios se destinam apenas a regularizar as pressões na conduta elevatória, e a manter volumes para controlo de caudais na conduta gravítica, considera-se que a sua capacidade possa ser definida da mesma forma que é utilizada para as torres de pressão, ou seja, que o seu volume possa corresponder no mínimo a 15 min de caudal de dimensionamento.

Assim, sendo o caudal de projeto $Q = 0,251 \text{ m}^3/\text{s}$, considerando o tempo fixo de enchimento de 15 min, o volume (V) mínimo de cada reservatório deverá ser na ordem de:

- $V = 0,251 \text{ m}^3/\text{s} \times 60 \text{ s} \times 15 \text{ min} = 225,9 \text{ m}^3$.

Este será o volume mínimo para o reservatório a instalar na Estação Elevatória intermédia da conduta elevatória, admitindo que possa ser o dobro para o reservatório a instalar em Aguiar da Beira.

A hipótese do estudo para uma solução sem reservatórios, optando por colocação de sobrepessoras, poderá ser verificado aquando da elaboração do Projeto de Execução.

5.7. Resumo dos custos

Considerando o sistema a funcionar com duas estações elevatórias no troço da conduta elevatória, a estimativa do custo total do sistema para o PEAD DN500, incluindo os custos atualizados, é conforme se resume na *Tabela 23*. Os custos de energia a que correspondem as fórmulas [17] e [18], estão inseridos no cálculo dos custos atualizados.

O cálculo encontra-se determinado nas tabelas constantes nos anexos:

- Conduta elevatória - Anexo 4 (da tabela 10 à tabela 16)
- Conduta gravítica em pressão – Anexo 6 (tabela 48 e tabela 49)
- Conduta gravítica em superfície livre – Anexo 7 (tabela 56 e tabela 57)
- Reservatórios – Anexo 8 (tabela 60)

Tabela 23 – Resumo dos custos do sistema

Custo construção da tubagem da conduta elevatória troço EE1-R1	1 940 509 €
Custo construção da tubagem da conduta elevatória troço EE2-R2	783 507 €
Custo construção civil da EE1	116 783 €
Custo construção civil da EE2	117 126 €
Custo Equipamento Eletromecânico da EE1	433 977 €
Custo Equipamento Eletromecânico da EE2	445 741 €
Custo do reservatório R1	145 858 €
Custo do reservatório R2	228 605 €
Custo construção da tubagem da conduta gravítica troço pressão	3 103 397 €
Custo construção da tubagem da conduta gravítica troço sup. livre	323 886 €
Custos atualizados conduta elevatória	528 467 €
TOTAL	8 167 857 €

6. CONCLUSÕES

O aumento do consumo mundial de água potável associada à sua escassez, com os fenómenos visíveis mudanças do clima cada vez mais frequente em diversos locais do planeta, incentivam a análise a novas fontes alternativas de abastecimento de água, ainda mais, sempre que esta se demonstre deficiente em determinados locais específicos.

Otimizar este recurso natural essencial à vida, é uma prioridade que a comunidade científica procura incessantemente encontrar.

Pretende-se neste trabalho, fundamentalmente, criar um sistema alternativo de abastecimento a uma albufeira a partir de uma outra através de um transvase, implementando meios construtivos tradicionais necessários para ultrapassar e vencer o relevo topográfico encontrado, com uma avaliação técnico-económica.

A partir das necessidades de consumo das populações dependentes da água da albufeira de Fagilde, associado ao estudo dos caudais que naturalmente a ela afluem provenientes da sua bacia hidrográfica, determinou-se o caudal de projeto em $545 \text{ dam}^3/\text{mês}$ ($0,210 \text{ m}^3/\text{s}$) que se concluiu ser suficiente para compensar as deficiências existentes para um período horizonte de projeto de 20 anos.

Várias tarefas foram elaboradas no percurso deste trabalho, como sejam, peças desenhadas no traçado em planta e em perfil, pormenores construtivos e peças escritas em cálculo e dimensionamento hidráulico das condutas que asseguram o adequado funcionamento do sistema em termos de caudal e pressão.

Do resultado do estudo, constata-se que a adutora no troço da conduta elevatória, o diâmetro da tubagem economicamente mais vantajoso é o diâmetro DN500, em PEAD, com uma classe de pressão que não ultrapassa os 16 bar, considerando no sistema construção de duas estações elevatórias por ser a opção mais vantajosa.

No troço gravítico, também se determinou ser mais económico executar a conduta em diâmetro DN500, em PEAD.

Fica provado com este estudo ser possível abastecer a albufeira de Fagilde, quando esta se apresentar em níveis insuficientes, a partir da albufeira de Vilar construindo o sistema aqui apresentado.

À medida que caminhamos para o futuro, tendo em conta as evidências climáticas que já hoje estão a ocorrer, espera-se um aumento das crises que quebram o ciclo natural da água, os registos estatísticos existentes tornam-se insuficientes e as atuais estruturas hidráulicas ficam progressivamente ineficazes ou obsoletas.

Hoje poderá haver água, mas atualmente a ciência já não consegue dar garantias da sua mesma frequência nos anos seguintes.

Considera-se que o estudo aqui apresentado, tratando-se de um simples projeto de uma adutora, prova como sendo um bom investimento a aplicar, fácil e rápido de se construir pelos meios tradicionais existentes em Portugal, é uma importante medida alternativa para as regiões abrangidas oferecendo garantia de plena eficácia para evitar rutura nos abastecimentos nos momentos de seca.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) NOVO, Nuno Ricardo Alves - Identificação de medidas mitigadoras e de adaptação face a Alterações Climáticas em Portugal: Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade de Coimbra, 2015. Dissertação de Mestrado Integrado.
- (2) LOURENÇO, Luciano; CASTRO, Fátima Velez - **Catástrofes Antrópicas: uma aproximação integral**. Coimbra: Universidade de Coimbra, 2019. ISBN 978-989-26-1866-1
- (3) DUARTE, Álvaro Francisco Noronha Soares - Barragens e Albufeiras em Portugal: Usos da Água, Preocupações Ambientais e Ordenamento do Território: Faculdade de Ciências Sociais e Humanas, Universidade Nova de Lisboa, 2013. Dissertação de Mestrado.
- (4) I ENCONTRO INTERNACIONAL DE LÍNGUA PORTUGUESA E RELAÇÕES LUSÓFONAS (LUSOCONF2018) – **Educação ambiental da água pelas comunidades rurais em São Tomé e Príncipe**: Livro de atas. Instituto Politécnico de Bragança, 2019. ISBN 978-972-745-248-4
- (5) HIPÓLITO, João Reis; VAZ, Álvaro Carmo - **Hidrologia e Recursos Hídricos**. 2ª Edição. Lisboa: IST Press, 2013. (Coleção Ensino da Ciência e da Tecnologia). ISBN 978-972-8469-86-3
- (6) Agência Portuguesa do Ambiente - **Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos: Boletim de Escoamento e Armazenamento de Albufeiras** [em linha]. Lisboa, 2019. [Consult. 22 setembro 2019] SNIRH. Disponível em WWW:<URL: <https://snirh.apambiente.pt/>
- (7) Google LLC - **Google Earth: Virtual globe Freeware** [em linha]. Lisboa, 2019. [Consult. 20 novembro 2019]. Disponível em WWW:<URL: <https://www.google.com/intl/pt-PT/earth/>
- (8) Agência Portuguesa do Ambiente - **Barragens** [em linha]. Lisboa, 2020. [Consult. 15 novembro 2020]. Disponível em WWW:<URL: https://cnpqg.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/index.htm
- (9) Fundação Manuel Francisco dos Santos - **Base de dados de Portugal Contemporâneo** [em linha]. Lisboa, 2020. [Consult. 18 junho 2020] Pordata. Disponível em WWW:<URL: <https://www.pordata.pt/Municipios>
- (10) LENCASTRE, Armando; FRANCO, F. Melo – **Lições de Hidrologia**. 3ª Edição. Lisboa: Gráfica de Coimbra, Lda, 2010. (Fundação da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Lisboa). ISBN 978-972-8152-59-0

-
- (11) Direção-Geral do Território - **Mapas** [em linha]. Lisboa, 2020. [Consult. 14 junho 2012] DGT. Disponível em WWW:<URL:
http://www.dgterritorio.pt/cartografia_e_geodesia/mapas_on_line
- (12) FEIO, Maria João; FERREIRA, Verónica – **Rios de Portugal: comunidades, processos e alterações**. Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra, 2019. ISBN 978-989-26-1623-10
- (13) OLIVEIRA, Ricardo Jorge Gomes - Escavações subterrâneas em meio urbano: Túnel do Seixo Alvo. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2011. Dissertação de Mestrado.
- (14) Diário da República n.º 194/1995 SI-B de 1995-08-23. Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, 1995.
- (15) PINHEIRO, António N. - Estruturas Hidráulicas: Tomadas de Água em Albufeiras. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2006.
- (16) MARTINS, Wilson Antunes Xavier - Drenagem Urbana: Centro Histórico de Leiria. Instituto Politécnico de Leiria. Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Leiria, 2006. Dissertação de Mestrado.
- (17) PINHEIRO, António N. - Estruturas Hidráulicas: Obras de desvio provisório. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2002.
- (18) Abeco Tanks, Ltd (PT) - **Reservatórios metálicos** [em linha]. África do Sul, 2009. [Consult. 14 dezembro 2019] DGT. Disponível em WWW:<URL:
https://abecotanks.co.za/wp-content/uploads/2019/04/Brochure_-Portuguese.pdf
- (19) GABRIEL, Vítor; AMORIM, Ester; TEIXEIRA, Dina; MORAIS, Isabel - Análise Financeira e de Custos: Gestão da Produtividade e Qualidade, Volume 9. Acessível no Instituto Politécnico de Leiria. Escola Superior de Tecnologia e Gestão da Guarda, Guarda, 2005.
- (20) BOTELHO, Alberto João da Silva Basto - Modelação de custos associados aos sistemas de abastecimento de água. Universidade do Minho. Escola de Engenharia, Braga, 2014. Dissertação de Mestrado. Disponível em WWW:<URL:
<http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/36075?mode=full>
- (21) NP 837 - Abastecimento de água a aglomerados populacionais. 1971.