



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Modelos Decisionais para a Gestão de Sistemas Aquíferos

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
na Especialidade de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente

Autor

João António Gomes Raimundo

Orientador

Prof. Doutora Maria da Conceição Morais de Oliveira Cunha

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada.

Coimbra, Julho, 2013

AGRADECIMENTOS

À minha Orientadora, Prof. Doutora Maria da Conceição Morais de Oliveira Cunha, agradeço o seu apoio, paciência e ensinamentos que me foi dando ao longo da realização deste trabalho

Aos meus pais e irmã agradeço o apoio, o esforço e a força demonstrada para que chegar a esta etapa da minha vida fosse possível.

A todos os meus amigos, em especial ao Eng^o Nuno Gaspar e ao Eng^o Ricardo Pimentel, agradeço o apoio, a presença constante, a amizade e a força que foram transmitindo sempre ao longo deste últimos anos.

Por fim mas não menos importante, à Sofia, agradeço a sua paciência e o seu apoio nestes últimos meses.

RESUMO

É de conhecimento geral que o consumo de água no mundo tem vindo a aumentar significativamente nos últimos anos. Este aumento deve-se quer a razões que se prendem com o crescimento populacional, industrial ou agrícola ou simplesmente pela mudança dos hábitos da população. Independentemente do motivo, esses aumentos obrigam a que se mobilizem todos os recursos potencialmente disponíveis. Neste contexto é importantíssimo o complemento das águas subterrâneas às superficiais. No entanto o uso dos recursos subterrâneos exigem, na sua maioria, investimentos avultados, pelo que o seu planeamento se torna cada vez mais necessário.

Para esta dissertação, sabendo de antemão que 99% do abastecimento de água no concelho de Palmela se deve à exploração de águas subterrâneas, propôs-se como objetivo principal apresentar uma proposta de localização de captações para extração de águas subterrâneas juntamente com uma estimativa dos custos para efeitos de planeamento de infraestruturas e sua exploração ao longo de 20 anos. Para isso foi criado um modelo decisional, de programação não linear inteira mista, que foi resolvido através do *solver* DICOPT, presente no *software* comercial GAMS. Este *solver*, apesar de ter apresentado valores coerentes para tempos de simulação curtos, apenas o fez para *starting points* próximos da solução que viria a ser designada por solução final.

Palavras Chave: Programação Não Linear Inteira Mista; Planeamento e Gestão de Sistemas Aquíferos;

ABSTRACT

It's from general knowledge that the water consumption worldwide is increasing significantly over the last years. This increase is due to industrial, agricultural or population growth, or just by the change of their habits. Regardless the reason, the increases force the mobilization of all available resources. In this context is very important that the underground complement the superficial waters. However the use of underground resources require, most of the time, large investments, so its planning becomes more and more necessary.

For this thesis, knowing by hand that 99% of the water supply in the Palmela municipality is due to underground water exploration, was proposed as main objective to present a proposal for locating wells for groundwater extraction along with a cost estimate for planning of infrastructure and its exploration over 20 years. For that was created a decisional model of mixed integer nonlinear programming (MINLP), which was solved by solver DICOPT present in commercial software GAMS. Despite having consistent values for short simulation times, the solver only did it for starting points close to the solution that would be called final solution.

Keywords: Mixed Integer Non-Linear Programming; Planning and Management of Aquifer Systems;

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Enquadramento e Motivação	1
1.2.	Objetivos	2
1.3.	Estrutura da Dissertação	2
2	OS SISTEMAS AQUÍFEROS.....	4
2.1.	Importância e Tipologia	4
2.1.1.	Introdução	4
2.1.2.	Hidrologia Subterrânea	6
2.2.	Princípios Básicos dos Sistemas Aquíferos.....	7
3	ESTADO DA ARTE	13
3.1.	Evolução das Técnicas de Investigação	13
3.2.	Técnicas de Programação Utilizadas.....	16
4	O <i>SOFTWARE</i> COMERCIAL GAMS/DICOPT.....	21
4.1.	Introdução ao GAMS	21
4.2.	O <i>solver</i> DICOPT	22
5	ESTUDO DE CASO.....	24
5.1.	Descrição do problema	24
5.2.	Formulação do modelo de gestão	27
5.3.	Proposta de Resolução do problema	30
5.3.1.	Introdução e perspetivas iniciais	30
5.3.2.	Apresentação e discussão dos resultados	33
5.3.3.	Análise de Sensibilidade	42
5.3.4.	Comparação dos resultados.....	48
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	51
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	52

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Disposição da Água na Terra (Dados extraídos de Hipólito e Vaz, 2011).....	1
Figura 2.1 - Representação esquemática do ciclo hidrológico (Hipólito e Vaz, 2011).....	4
Figura 2.2 - Evolução do consumo, por sector, de águas subterrâneas (Planeta Terra, 2007)..	5
Figura 2.3 - Tipos de Aquíferos (Hipólito e Vaz, 2011).	7
Figura 2.4 - Escoamento em meio Poroso - Lei de Darcy.....	10
Figura 3.1 - Número de documentos publicados sobre programação multiobjetivo. Pesquisa apoiada no motor de pesquisa <i>web of knowledge</i>	18
Figura 3.2 - Número de documentos publicados sobre gestão integrada de águas subterrâneas e superficiais. Pesquisa apoiada no motor de pesquisa <i>web of knowledge</i>	18
Figura 3.3 - Métodos de simulação usados para consideração da incerteza. Adaptado de Lobo Ferreira e Migliari, 2001.....	20
Figura 4.1 - Esquema GAMS/DICOPT para o problema em causa.....	23
Figura 5.1 - Localização do concelho de Palmela (Almeida <i>et al.</i> , 2000).....	24
Figura 5.2 - Piezometria do aquífero confinado na península de Setúbal para uma situação em regime estacionário (Oliveira <i>et al.</i> , 2000).	25
Figura 5.3 - Discretização inicial do aquífero mio-pliocénico no concelho de Palmela.	26
Figura 5.4 - Nível Hidrodinâmico. Adaptado de Instituto Português da Qualidade (2012)....	29
Figura 5.5 - Caudais máximos diários.	31
Figura 5.6 - Rebaixamentos máximos diários.	31
Figura 5.7 - Profundidade de escavação necessária (m).....	32
Figura 5.8 - "Intersecção" entre figuras 5.5 e 5.7.	32
Figura 5.9 - Solução Inicial.	33
Figura 5.10 - Solução Pré Final.	34
Figura 5.11 - Distribuição dos custos pelas várias componentes.	34
Figura 5.12 - Reunião entre "raios de soluções" e caudais máximos diários.	35
Figura 5.13 - Solução Final.	36
Figura 5.14 - Distribuição dos custos pelas várias componentes - Solução Final.....	36

Figura 5.15 - Solução Final em confronto com caudais máximos diários.	37
Figura 5.16 - Solução Final em confronto com profundidade de escavação necessária (m). ..	38
Figura 5.17 - Solução Final em confronto com rebaixamentos máximos.	38
Figura 5.18 - Solução Final em confronto com percentagem de saturação do aquífero em termos de rebaixamentos máximos.	39
Figura 5.19 - Variações vs Custo Unitário Médio.....	45
Figura 5.20 - Comparação gráfica Tese 2013 vs Tese 2002 Adaptada.	50

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Origem da água consumida em Portugal (Leitão, 2010).....	5
Quadro 4.1 - Expressão algébrica <i>versus</i> "expressão GAMS"	21
Quadro 5.1 - Coordenadas e consumos dos centros considerados.	26
Quadro 5.2 - Custos da Solução Final.	36
Quadro 5.3 - Solução Final - Quadro Resumo.	40
Quadro 5.4 - Custo de instalação/exploração por centro de consumo.....	42
Quadro 5.5 - Variação: +5% do consumo assumido.	43
Quadro 5.6 - Variação: +10% do consumo assumido.	43
Quadro 5.7 - Variação: -5% do consumo assumido.	43
Quadro 5.8 - Variação: -10% do consumo assumido.	44
Quadro 5.9 - Variação: -15% do consumo assumido.	44
Quadro 5.10 - Variação: -20% do consumo assumido.	44
Quadro 5.11 - Variação: -25% do consumo assumido.	44
Quadro 5.12 - Alteração do custo do kWh.	46
Quadro 5.13 - Consideração de diferentes rendimentos de bombas.	46
Quadro 5.14 - Alteração da taxa de atualização utilizada	47
Quadro 5.15 - Consideração dum aumento anual no custo do kWh	47
Quadro 5.16 - Consideração de possíveis alterações climáticas no custo final do projeto.	48
Quadro 5.17 - Afetações obtidas pro Fragoso em 2002. Valores em m ³ /dia.	49
Quadro 5.18 - Resultados do modelo considerando as afetações do quadro 5.17.....	49

ABREVIATURAS E SIMBOLOGIA

A	-	Área
a	-	Parcela constante de custo
b	-	Espessura do aquífero
b (cap. 5)	-	Custo fixo da instalação
c	-	Parcela constante relativa ao equipamento de bombeamento
Cél.	-	Célula
c_{kWh}	-	Custo do kWh
Conj.	-	"Conjunctive"
d	-	Parcela constante relativa ao equipamento de bombeamento
dh	-	Abaixamento do nível freático
DH_i	-	Profundidade de perfuração necessária na captação i
dV	-	Volume de água cedida do armazenamento
e	-	Parcela constante relativa ao equipamento de bombeamento
F.O.	-	Função objetivo
GW MAN	-	"Groundwater Management"
$G_{x,xj;y,yj}$	-	Função de Green
h	-	Cota piezométrica
H_i	-	Nível Hidrodinâmico
J	-	Gradiente hidráulico
k	-	Permeabilidade intrínseca
K	-	Coefficiente de permeabilidade
L	-	Distância
m	-	Metros
m^3/d	-	Metros cúbicos por dia
MINLP	-	Mixed Integer Non Linear Programming ou Programação Não Linear Inteira Mista
N	-	Número de captações
η	-	Porosidade
η (cap. 5)	-	Rendimento da bomba
Q	-	Caudal
q	-	Velocidade de Darcy
$Q_{i,j}$	-	Caudal extraído da célula i a ser transportado para o centro de consumo j
Q_j	-	Caudal extraído da célula j
$Q_{máx}$	-	Caudal máximo diário
QT	-	Caudal total necessário

$Q_{x_j,y_j,i}$	- Caudal bombado ou recarregado na captação j , no período i
$q_{x_j,y_j,t}$	- Caudal instantâneo bombado ou recarregado na captação de coordenadas x_j,y_j
R_i	- Rebaixamento na célula i
$R_{k,n}$	- Rebaixamento na captação k , no período n , devido às bombagens ou recargas efetuadas nas M captações até esse período
$R_{máx}$	- Rebaixamento máximo
$R_{x,y,t}$	- Rebaixamento no tempo t , na captação de coordenadas x,y
S	- Coeficiente de armazenamento
S_r	- Retenção específica
S_s	- Armazenamento específico
Surf.	- "Surface"
S_y	- Cedência específica
T	- Transmissividade
t.a.	- Taxa de atualização
V	- Volume total
VA	- Valor Atual
VV	- Volume de vazios
y_i	- Variável binária
Z_i	- Nível estático do aquífero
α	- Compressibilidade da matriz sólida
$\alpha_{i,j}$ (cap. 5)	- Elemento genérico da matriz dos coeficientes
$\alpha_{k,j,i}$	- Rebaixamento na captação k em consequência de uma bombagem ou recarga unitária na captação j , até ao período i
β	- Compressibilidade da água
$\beta_{k,j,i}$	- Coeficiente de influência em regime não permanente
$\beta_{k,j,n-i+1}$	- Coeficiente de influência e representa a função de resposta a impulso, ou seja o rebaixamento na captação k em consequência de uma bombagem ou recarga unitária na captação j , no período i
μ	- Viscosidade dinâmica do fluido
ρ	- Densidade da água
v	- Velocidade de Darcy
γ_w	- Peso volúmico da água

1 INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento e Motivação

A água é indispensável à humanidade.

Já há 2600 anos, Tales de Mileto afirmava: "A água é o princípio de todas as coisas".

A quantidade de água na Terra é praticamente constante na ordem dos 1600 milhões de km³ e apenas 2,5% dessa água é doce. Dessa pequena porção cerca de 69,5 % está congelada e apenas uma ínfima parte dessa água é superficial (cerca de 0,3%), sendo o resto da água doce de origem subterrânea. Resumindo, de toda a água doce, excluindo a existente em forma de neve e gelo, 99,0% é subterrânea.

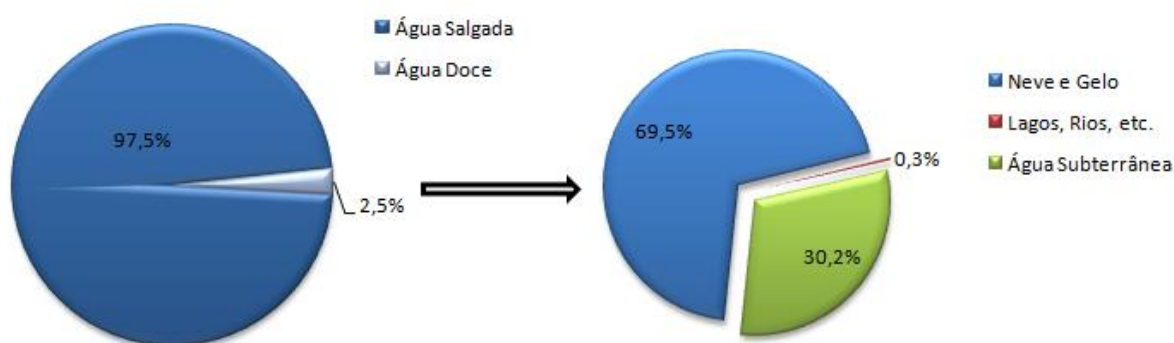


Figura 1.1 - Disposição da Água na Terra (Dados extraídos de Hipólito e Vaz, 2011).

Com o aumento natural da população (prevê-se um aumento de 2,3 mil milhões de pessoas até 2050, segundo United Nations, 2010) e com a evolução do consumo de água, quer por razões que se prendem com o crescimento industrial, quer pela mudança dos hábitos das populações, a escassez de água no mundo tem vindo a acentuar-se.

Com o acréscimo do consumo, torna-se imprescindível o complemento das águas subterrâneas às águas superficiais tanto para o abastecimento público como para o abastecimento industrial e agrícola.

Contudo, para explorar as águas subterrâneas são necessários grandes investimentos. Assim, torna-se cada vez mais imperiosa uma gestão otimizada dos recursos hídricos. Vários autores

consideram a gestão otimizada dos recursos subterrâneos como um dos grandes desafios do século XXI, por exemplo, Filho *et al.* (2004) ou Wang *et al.* (2011).

No caso concreto da península de Setúbal, segundo um estudo realizado pela EPAL (Empresa Portuguesa das Águas Livres), no início do século, as águas subterrâneas correspondiam a cerca de 99% do total do abastecimento, tornando-se inquestionável a necessidade da gestão otimizada do recurso na península.

1.2. Objetivos

O objetivo principal desta dissertação é apresentar uma proposta de localização das captações para extração de águas subterrâneas juntamente com uma estimativa de custos para efeitos de planeamento de infraestruturas e sua exploração ao longo de 20 anos. Para isso vai ser criado um modelo decisional de programação não linear inteira mista que vai ser resolvido com o auxílio do *software* comercial GAMS usando o *solver* DICOPT, cujo funcionamento será resumidamente explicado no capítulo 4 do presente documento.

Para além do objetivo principal, propôs-se também fazer uma comparação de resultados com a solução obtida em 2002, na tese de mestrado de Teresa Fragoso, onde solucionou o mesmo problema através da criação de um modelo decisional idêntico recorrendo ao método do recozimento simulado.

1.3. Estrutura da Dissertação

A presente dissertação será dividida em seis capítulos.

Este capítulo, introdutório, tem como objetivo dar um enquadramento do problema e apresentar os objetivos propostos para a dissertação. Para além disso, apresenta-se também uma breve introdução ao modo como foram estruturados os capítulos.

O segundo capítulo, denominado por Os Sistemas Aquíferos, foi dividido em dois subcapítulos. Enquanto o primeiro apresenta uma breve introdução acerca da importância do sistema subterrâneo, o segundo, mais específico, apresenta os princípios básicos dos sistemas aquíferos.

O terceiro capítulo da presente dissertação foi reservado para o Estado da Arte. Nele pretendeu-se fazer uma evolução histórica do tratamento dos aquíferos seguida de uma

pesquisa bibliográfica com o intuito de fornecer ao leitor alguns dos últimos estudos realizados sobre o tema.

O quarto capítulo pretende, de uma forma breve e concisa, apresentar o programa com o qual mais tarde será resolvido o problema de otimização.

O quinto capítulo, denominado por Estudo de Caso, será o de maior discussão. É composto por três subcapítulos. Um inicial onde se apresenta o problema em causa, outro no qual é exposta a formulação usada para a resolução do problema e finalmente um terceiro subcapítulo onde se apresenta a proposta de resolução incluindo a apresentação, discussão e comparação de resultados.

Finalmente, o sexto capítulo é composto pelas Considerações Finais. Aqui, serão sintetizadas as principais conclusões obtidas e sugerem-se algumas orientações para trabalhos futuros a desenvolver nesta área.

2 OS SISTEMAS AQUÍFEROS

2.1. Importância e Tipologia

2.1.1. Introdução

O conceito de ciclo hidrológico está ligado ao movimento contínuo de água em todos os seus estados físicos, entre oceanos, calotes de gelo, águas superficiais e subterrâneas e a atmosfera.

Esse movimento permanente deve-se tanto ao sol como à gravidade.

Por um lado, é o sol que fornece energia para elevar a água desde a superfície do solo até à atmosfera, e por outro lado, é a gravidade, que acompanhada de outros fenómenos físicos, faz com que a água condensada caia.

Grande parte da água proveniente da precipitação que atinge a superfície do solo, infiltra-se e aloja-se nos interstícios vazios entre as partículas sólidas presentes no solo. Esta água constitui a principal fonte de alimentação dos reservatórios subterrâneos, os aquíferos.

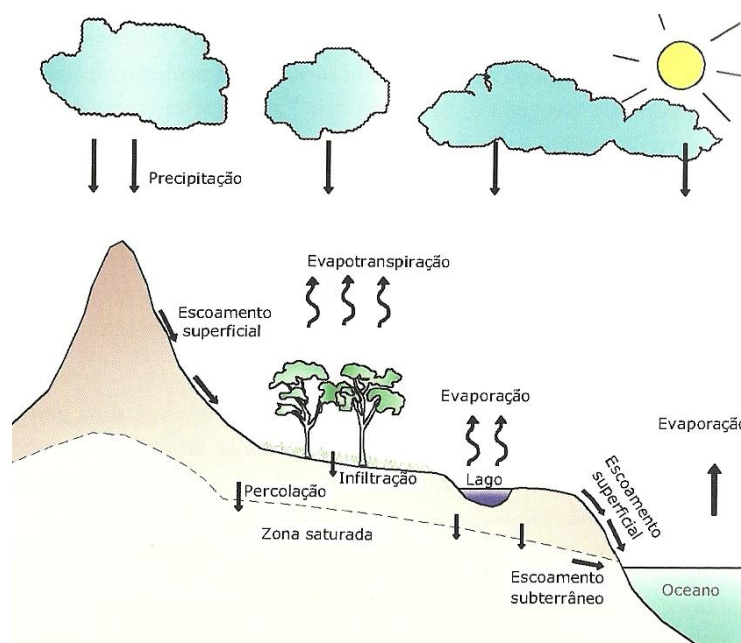


Figura 2.1 - Representação esquemática do ciclo hidrológico (Hipólito e Vaz, 2011).

Nos últimos anos, seja devido ao aumento da população, à alteração dos hábitos, ao aumento da atividade económica, ou outros fatores, o aumento do consumo de água tem sido brutal. Para dar resposta a esse aumento muito têm contribuído as águas subterrâneas. Sinal disso é, para além da figura seguinte, figura 2.1, a afirmação da equipa liderada por Mark Bierkens, da Universidade de Utrecht, que afirma que a humanidade está tão sedenta das águas subterrâneas do planeta que essa exploração pode ser responsável por um quarto do aumento anual do nível dos oceanos.



Figura 2.2 - Evolução do consumo, por sector, de águas subterrâneas (Planeta Terra, 2007).

Em Portugal, cerca de 60% da água consumida pelo abastecimento público é de origem subterrânea. Através do quadro seguinte é possível verificar e comparar, de uma forma mais detalhada, os consumos de água em Portugal.

Quadro 2.1 - Origem da água consumida em Portugal (Leitão, 2010).

Abastecimento	Origem					
	Subterrânea		Superficial		Consumo Total	
	%	Vol. anual (hm ³)	%	Vol. anual (hm ³)	%	Vol. anual (hm ³)
Urbano	37	399	63	687	13,5	1086
Agrícola	64	4210	36	2341	81,7	6551
Industrial	46	179	54	206	4,8	385
TOTAL	60	4778	40	3234	100	8022

Com estes factos é inquestionável a necessidade humana de recorrer às águas subterrâneas.

2.1.2. Hidrologia Subterrânea

É a hidrologia subterrânea que se preocupa com o estudo das águas subterrâneas.

De acordo com a sua definição mais corrente, a "Hidrologia Subterrânea tem como objetivo o armazenamento, circulação e distribuição das águas terrestres na zona saturada das formações geológicas, tendo em conta as suas propriedades físicas e químicas, as suas interações com o meio físico e biológico e as suas reações à ação do homem" (Delgado Rodrigues, 1986 *apud* Fragoso, 2002).

Os aquíferos são formações geológicas que permitem a circulação e o armazenamento de água nos seus espaços vazios, cuja exploração seja economicamente rentável. Os mais importantes são aqueles constituídos por depósitos aluvionares não consolidados, de areia e cascalho, que ocorrem em vales ou planícies (Lencastre e Franco, 1992).

Como já foi referido a sua maior fonte de alimentação é a água proveniente das chuvas que se infiltra no solo, mas para além dessa, existem outras fontes, como a infiltração proveniente dos rios, lagos ou outras formações de água superficiais.

Os aquíferos podem classificar-se essencialmente em dois tipos. Aquíferos confinados e aquíferos livres. Os aquíferos confinados, também denominados por artesianos ou cativos, são formações geológicas permeáveis e completamente saturadas onde o escoamento se processa entre duas camadas impermeáveis e a pressão da água no seu interior é superior à pressão atmosférica. No caso de uma das camadas, inferior ou superior, ser semipermeável o aquífero diz-se semiconfinado.

Por outro lado, os aquíferos livres ou freáticos são formações geológicas permeáveis que, ao contrário dos aquíferos confinados, não têm camada impermeável a limitá-lo superiormente e onde a pressão é igual à pressão atmosférica. Estes são aquíferos superficiais, o que facilita a sua exploração e recarga, mas também a sua contaminação.

Existe ainda o aquífero suspenso, caso particular dos aquíferos freáticos, que surge quando uma formação impermeável aparece entre a zona saturada e a superfície do solo, originando a retenção de água de infiltração acima dessa formação. Apresenta-se na figura 2.2 um esquema elucidativo dos tipos de aquíferos existentes adaptado de Hipólito e Vaz, 2011.

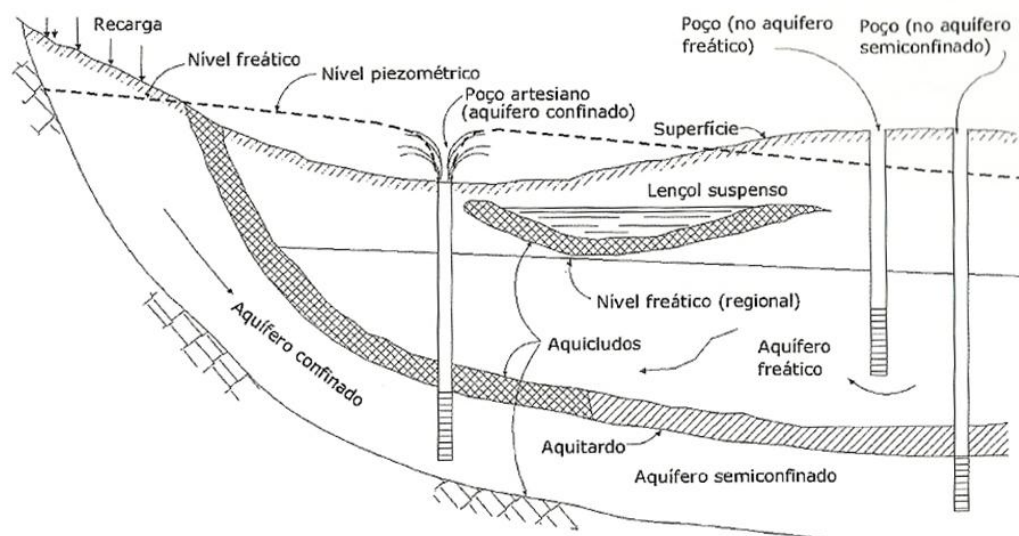


Figura 2.3 - Tipos de Aquíferos (Hipólito e Vaz, 2011).

As formações geológicas podem ainda ser, de acordo com o seu conteúdo em água e com a sua capacidade de a transmitir, para além de aquíferos, aquítarados, aquícludos e aquífugos. Os aquítarados são formações geológicas que podem armazenar água mas que a transmitem lentamente, não sendo rentável o seu aproveitamento. Os aquícludos são formações que podem armazenar água mas que não a transmitem, a água não circula no seu interior. Finalmente os aquífugos são formações geológicas impermeáveis que não armazenam nem transmitem água.

2.2. Princípios Básicos dos Sistemas Aquíferos

De entre os parâmetros mais importantes para caracterizar os aquíferos, há dois que têm primordial importância. A porosidade e a permeabilidade.

A porosidade, η , pode ser definida como a percentagem de espaços vazios num determinado volume, isto é, define-se com o quociente entre o volume de vazios e o volume total.

$$\eta = \frac{V_V}{V} \quad (2.1)$$

em que:

V_V é o volume de vazios;

V é o volume total.

Sendo assim, a porosidade serve para avaliar as capacidades do aquífero no armazenamento de água. No entanto não é suficiente, pois não fornece qualquer informação quanto à sua capacidade de ceder ou transmitir água.

Em termos de armazenamento, normalmente usam-se os conceitos de cedência específica e retenção específica para aquíferos freáticos e coeficiente de armazenamento e armazenamento específico para aquíferos confinados.

Em aquíferos freáticos, quando ocorre uma descida do nível de água, os espaços preenchidos pela água passam a ser preenchidos por ar. No entanto, devido aos fenómenos de adesão, entre as paredes dos vazios e as moléculas de água, e de coesão, atração entre as moléculas de água, parte dessa água permanece nos vazios. Assim, a relação entre o volume de água retido nos poros e o volume total designa-se de retenção específica (S_r). Por sua vez, a cedência específica (S_y) corresponde à relação entre o volume de água cedida durante a drenagem por unidade de área horizontal do aquífero e unidade de descida do nível freático.

$$S_y = \frac{dV}{A dh} \quad (2.2)$$

em que:

dV é o volume de água cedida do armazenamento;

A é a área horizontal do aquífero;

dh é o abaixamento do nível freático na área A .

Pode então deduzir-se que a porosidade é igual à soma entre a cedência específica e a retenção específica.

Por outro lado, nos aquíferos confinados, a cedência de água ocorre não por drenagem da água nos poros, mas sim devido à redução de pressão imposta pela bombagem. Define-se coeficiente de armazenamento (S) como a relação entre o volume de água cedida do armazenamento por unidade de área do aquífero e por unidade de redução da superfície piezométrica. Apresenta-se a seguinte expressão, adimensional, para o coeficiente de armazenamento (adaptada de Hamill e Bell, 1986):

$$S = \gamma_w \cdot \eta \cdot \beta \cdot b \cdot \left(1 + \frac{\alpha}{\eta \cdot \beta}\right) \quad (2.3)$$

em que:

γ_w é o peso volúmico da água;

β é a compressibilidade da água;

b é a espessura do aquífero;

α é compressibilidade da matriz sólida.

De acordo com Lohman, 1972, os valores do coeficiente de armazenamento, na maioria dos aquíferos confinados, situam-se entre 10^{-5} e 10^{-3} , o que indica que são necessárias alterações significativas de pressão ao longo de extensas áreas para produzir rendimentos substanciais de água.

O armazenamento específico (S_s) é definido pelo quociente entre o coeficiente de armazenamento e a espessura do aquífero.

$$S_s = \frac{S}{b} \quad (2.4)$$

Por outro lado, os aquíferos têm também a capacidade de conduzir e transportar água desde os níveis de energia mais elevados para os níveis de energia mais baixos, sendo assim importante conhecer os conceitos de movimento. A condutividade e a transmissividade.

A condutividade hidráulica, ou coeficiente de permeabilidade, (K) relaciona as propriedades do fluido com as propriedades do meio poroso.

$$K = k \cdot \frac{\gamma_w}{\mu} \quad (2.5)$$

em que:

k é a permeabilidade intrínseca (relaciona as características do meio poroso, como: porosidade, tamanho, espaçamento e forma do grão);

μ é a viscosidade dinâmica do fluido.

A condutividade hidráulica não é um parâmetro constante. As características de um aquífero podem variar de ponto para ponto, alterando a permeabilidade intrínseca e conseqüentemente a condutividade hidráulica, tal como a temperatura do fluido que ao alterar-se modifica a viscosidade dinâmica e, por sua vez, a condutividade hidráulica. No caso da condutividade

hidráulica variar de ponto para ponto, o aquífero designa-se heterogéneo, caso contrário, designa-se homogéneo. Designa-se também por anisotrópico caso a condutividade hidráulica varie com a direção ou por isotrópico caso se mantenha constante.

A transmissividade (T) traduz a capacidade do aquífero em transmitir água ao longo de toda a sua espessura saturada. É dada pelo produto entre a condutividade hidráulica e a espessura do aquífero.

$$T = K \cdot b \quad (2.6)$$

O escoamento subterrâneo é descrito por uma lei, descoberta e publicada pelo engenheiro francês Henry Darcy, em 1856, dois anos antes da sua morte, baseada na experiência ilustrada na figura 2.3. Lei usualmente designada de Lei de Darcy.

$$Q = \frac{K \cdot A \cdot (h_1 - h_2)}{L} \quad (2.7)$$

em que:

Q é o caudal;

A é a área de secção transversal;

h_1 e h_2 são as cotas piezométricas das secções 1 e 2, respetivamente;

L é a distância entre as secções 1 e 2.

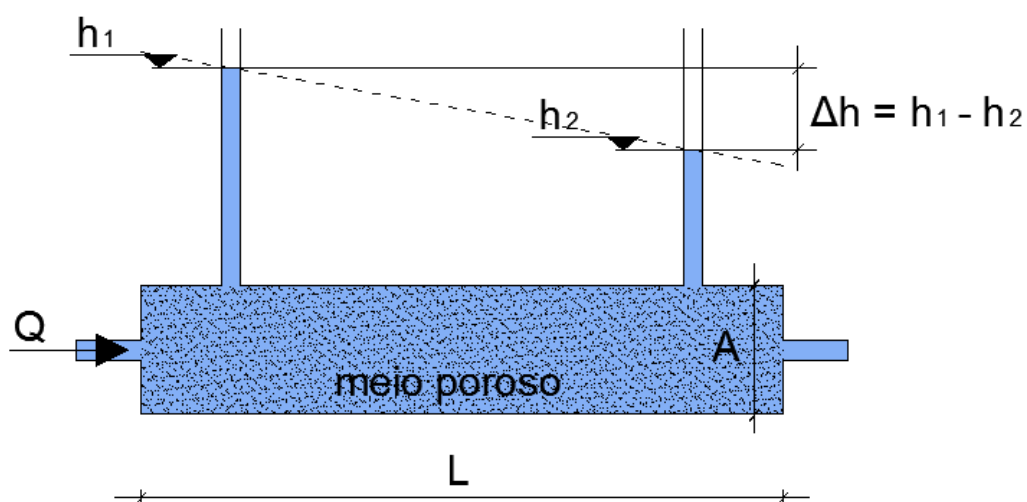


Figura 2.4 - Escoamento em meio Poroso - Lei de Darcy.

Considerando o gradiente hidráulico (J), sendo igual à perda de energia ao longo do comprimento da linha de fluxo, ou seja:

$$J = \frac{\partial h}{\partial l} = \frac{(h_2 - h_1)}{L} = \frac{\Delta h}{L} \quad (2.8)$$

Substituindo o gradiente hidráulico na expressão 2.6 e considerando $Q = q.A$ chega-se à expressão 2.8:

$$q = -K . J \quad (2.9)$$

em que q , ou v , representa a velocidade de Darcy. No entanto essa velocidade é fictícia, pois para o cálculo dela é usada toda a área da secção, quando na realidade o escoamento é feito apenas através dos poros.

A lei de Darcy enunciada aplica-se ao escoamento unidimensional, contudo pode ser generalizada para o escoamento tridimensional como ocorre na prática com o fluxo de água subterrânea nos aquíferos.

Para essa situação deve ter-se em consideração as três componentes da velocidade, expressões 2.9, bem como diferentes condutividades hidráulicas, no caso de se tratar de aquíferos anisotrópicos. Assim, a velocidade de Darcy generalizada toma a forma apresentada na expressão 2.10:

$$\begin{cases} q_x = v_x = - K_x J_x \\ q_y = v_y = - K_y J_y \\ q_z = v_z = - K_z J_z \end{cases} \quad (2.10)$$

$$q = v = - \{iK_x J_x + jK_y J_y + kK_z J_z\} \quad (2.11)$$

onde i, j e k correspondem aos vetores unitários nas direções x, y e z respetivamente.

É de importância fulcral referir que a lei de Darcy é apenas válida para meios totalmente saturados e não é válida para materiais excessivamente finos. É também necessário que o escoamento seja laminar, ou seja, para valores de Reynolds inferiores a 1. Excepcionalmente o número de Reynolds pode atingir o valor 5 ou até 10 e o escoamento manter-se em regime laminar.

No entanto a lei de Darcy é insuficiente para caraterizar o escoamento subterrâneo. Para se chegar às equações gerais do escoamento subterrâneo é necessário ter em consideração a lei de Darcy generalizada para o escoamento tridimensional, é também necessário recorrer à lei da continuidade ou da conservação da massa e é também necessário ter em conta a componente de armazenamento dos aquíferos.

Correspondendo a expressão seguinte, 2.12, à equação da continuidade e juntando a expressão 2.10, chegamos à expressão 2.13, equação geral do escoamento subterrâneo, que traduz o escoamento não permanente num aquífero confinado, heterogéneo e anisotrópico.

$$\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} + \rho \cdot S_s \frac{\partial K}{\partial t} = 0 \quad (2.12)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.13)$$

em que:

$\frac{\partial h}{\partial x}$, $\frac{\partial h}{\partial y}$, $\frac{\partial h}{\partial z}$ correspondem à variação do nível piezométrico segundo as três componentes do escoamento;

$\frac{\partial h}{\partial t}$ corresponde à variação do nível piezométrico em ordem ao tempo.

Caso o regime do escoamento seja permanente e o aquífero confinado homogéneo e isotrópico a equação do escoamento, também designada por equação de Laplace, toma a forma apresentada na expressão 2.14.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.14)$$

Por outro lado, para aquíferos freáticos, onde a espessura depende no nível piezométrico, de acordo com a hipótese de Dupuit, que considera a componente vertical do escoamento nula, admite-se que o escoamento é horizontal. A equação do escoamento para aquíferos freáticos, heterogéneos e anisotrópicos é apresentada na expressão 2.15 e é também conhecida por equação de Boussinesq.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \cdot h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \cdot h \right) = S_y \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.15)$$

em que:

h corresponde ao nível freático.

3 ESTADO DA ARTE

Grandes revisões bibliográficas do tema gestão de águas subterrâneas têm sido feitas nos últimos anos.

Gorelick, 1983, fez uma revisão bibliográfica muito completa sobre modelos de simulação/otimização para problemas de gestão do abastecimento por águas subterrâneas. Lobo Ferreira e Migliari, 2001, apresentam uma vasta revisão bibliográfica do pós 1983 para o estado-da-arte de modelos de simulação/otimização para o planejamento e gestão do abastecimento de águas subterrâneas. Orr e Meystel, 2005, destacam as ligações entre os últimos desenvolvimentos e o futuro planejamento controle e otimização dos sistemas hidrogeológicos. Em 2009, Qin *et al.*, fazem uma revisão dos avanços dos processos de otimização ligados à recuperação de água subterrânea. Singh, 2012, faz uma breve revisão sobre o uso das várias técnicas de programação para as soluções dos diferentes tipos de problemas de otimização de águas subterrâneas.

3.1. Evolução das Técnicas de Investigação

Os sistemas aquíferos são sistemas físicos cujas equações descritivas são de difícil resolução. Essas equações não têm solução analítica senão num número de casos reduzido, o que implica o emprego de métodos numéricos na maioria dos casos reais.

Desde a década de 60 que a evolução das técnicas de investigação nos sistemas aquíferos tem sido notória. Começou por considerar-se os aquíferos de forma agregada, ou seja, sendo estudados como grandes reservatórios de água subterrânea cujo nível varia de igual forma em todo o aquífero, não existindo a preocupação em considerar a variabilidade espacial das características hidrológicas, como a condutividade hidráulica (Castle e Lindeborg, 1961, Buras, 1963, Dracup, 1966). Os modelos que utilizavam este tipo de abordagem classificaram-se por modelos simplificados, pois existia uma grande simplificação da realidade.

Sensivelmente mais tarde, numa segunda fase, os sistemas aquíferos já eram tratados com mais detalhe, mas apenas exteriormente ao modelo decisional, isto é, apenas era efetuada uma avaliação posterior das consequências da decisão tomada anteriormente. Por vezes esta avaliação servia também para facultar valores iniciais para certas variáveis do modelo de otimização. É comum estes modelos serem dignados por modelos de transição.

Com início na década de 70, acompanhando o desenvolvimento das capacidades de cálculo, aparecem então os, ainda hoje utilizados, modelos realistas. Modelos esses que têm a preocupação de incorporar as equações do escoamento subterrâneo no modelo de otimização.

Inicialmente as equações do escoamento foram reescritas em termos de diferenças ou elementos finitos e incorporadas no modelo de otimização, daí o nome deste primeiro método ser ainda hoje conhecido como método de incorporação. No entanto este método, devido ao seu processo de discretização, que gera muitas equações (tantas quanto o seu número de nós multiplicada pelo número de intervalos de discretização), cria modelos excessivamente pesados e faz com que estes modelos contenham partes em relação às quais não existem decisões a tomar, provocando problemas de instabilidade numérica, como afirmou Gorelick, 1983. Contudo, em 1991, Peralta *et al.* referem que estes problemas vão sendo ultrapassados com a evolução dos algoritmos de otimização, com maior ênfase para o MINOS (Murtagh and Saunders, 1987). Foram pioneiros Aguado e Remson, 1974, Aguado *et al.*, 1974, Alley *et al.*, 1977. Mais recentemente este método foi usado por exemplo por Praveena *et al.*, 2010, Gaur *et al.*, 2011, Moharram *et al.*, 2012.

A par do método de incorporação surge outro designado por método dos coeficientes de influência ou método da matriz resposta. Método esse onde as equações do escoamento subterrâneo foram reescritas utilizando o princípio da sobreposição de efeitos e o conceito de coeficiente de influência. Neste método salienta-se a necessidade, antes da criação do modelo decisional, de um modelo de simulação que gere todos os coeficientes de influência. Apresenta-se de seguida o seu modo de funcionamento geral, pois este será o método utilizado para ter em consideração o escoamento subterrâneo no modelo de otimização desenvolvido para a presente dissertação.

Se a equação descritiva do aquífero for resolvida para um valor unitário do caudal (de bombagem ou de recarga) para a captação de coordenadas (x_i, y_i) , obtém-se a função de Green, $G_{x,x_j; y,y_j}$, que representa o rebaixamento na captação de coordenadas x, y , no tempo t , provocado por um estímulo unitário na captação de coordenadas (x_j, y_j) , sendo nulos os estímulos nas restantes captações. De modo análogo, pode obter-se a função de Green para qualquer uma das outras captações. Posteriormente, utilizando o princípio da sobreposição de efeitos, é possível estabelecer uma expressão geral para o cálculo do rebaixamento no tempo t , na captação de coordenadas x, y devido às bombagens, ou recargas, em M captações até ao tempo t , $R_{x,y,t}$ (Cunha, 2006):

$$R_{x,y,t} = \sum_{j=1}^M \int_0^t G_{x,x_j; y,y_j; t-\sigma} q_{x_j,y_j,\sigma} d\sigma \quad (3.1)$$

em que:

$q_{x_j,y_j,t}$ corresponde ao caudal instantâneo bombado ou recarregado na captação de coordenadas x_j, y_j

Caso se considere uma discretização temporal em períodos de duração idêntica e definindo:

- a) $\alpha_{k,j,i} = \int_0^{t_i} G_{x,x_j; y,y_j; t-\sigma} d\sigma$ k : captação de coordenadas x,y
 j : captação de coordenadas x_j,y_j
- b) $\beta_{k,j,i} = \alpha_{k,j,i}$ $i = 1$
 $\beta_{k,j,i} = \alpha_{k,j,i} - \alpha_{k,j,i-1}$ $i > 1$
- c) $Q_{x_j,y_j,i} = \int_{t_{i-1}}^{t_i} q_{x_j,y_j,\sigma} d\sigma$,

O princípio da sobreposição de efeitos permite estabelecer a equação 3.2,

$$R_{k,n} = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^n \beta_{k,j,n-i+1} Q_{x_j,y_j,i} \quad (3.2)$$

em que:

$\alpha_{k,j,i}$ corresponde ao rebaixamento na captação k em consequência de uma bombagem ou recarga unitária na captação j , até ao período i ;

$\beta_{k,j,i}$ corresponde ao coeficiente de influência em regime não permanente;

$Q_{x_j,y_j,i}$ corresponde ao caudal bombado ou recarregado na captação j , no período i ;

$R_{k,n}$ corresponde ao rebaixamento na captação k , no período n , devido às bombagens ou recargas efetuadas nas M captações até esse período;

$\beta_{k,j,n-i+1}$ corresponde ao coeficiente de influência e representa a função de resposta a impulso, ou seja o rebaixamento na captação k em consequência de uma bombagem ou recarga unitária na captação j , no período i .

Deste modo, após a criação da matriz dos coeficientes de influência, os parâmetros físicos do sistema subterrâneo podem ser esquecidos, pois o comportamento dos aquíferos passa a ser representado por uma relação causa/efeito através da matriz dos coeficientes. É um método que só é estritamente correto para a representação de aquíferos confinados, pois só neles é válida a linearidade do comportamento físico.

Foram pioneiros Maddock III, 1972, 1974, Haimes, 1973, Morel-Seytoux *et al.*, 1975. Mais recentemente o método foi usado por exemplo por Rejani *et al.*, 2009.

3.2. Técnicas de Programação Utilizadas

Quanto às técnicas de programação utilizadas para os problemas de gestão de águas subterrâneas, entre as mais comuns, podemos encontrar a programação linear, dinâmica, não linear e inteira mista (linear ou não linear).

Está-se na presença de programação linear caso todas as relações entre as variáveis sejam lineares, tanto no que se refere à função objetivo como às restrições. Lobo Ferreira e Migliari, 2001, aplicam um modelo linear, incorporando as equações do escoamento subterrâneo através do método dos coeficientes de influência e gerando a matriz dos coeficientes através do programa MODFLOW (cf. McDonald e Harbaugh, 1988) ao aquífero de Palmela com o objetivo de determinar a melhor política de extração de águas subterrâneas sem causar o esgotamento de reservas ou outras situações ambientais negativas. O problema de otimização foi resolvido com um algoritmo *simplex*, utilizando o programa LINDO (cf. Schrage, 1991). Para além destes autores, destaco ainda, no campo da programação linear, Ahlfeld e Heidari, 1994, Deninger, 1970 e Mantoglou, 2003.

A programação dinâmica é um método de otimização que pode ser usado para resolver problemas que envolvam a tomada de decisões sequenciais. Este tipo de programação decompõe problemas complexos, com grande número de variáveis de decisão, numa série de sub-problemas que podem ser resolvidos recursivamente. Foi utilizada por Culver e Shoemaker, 1992, Jonesm *et al.*, 1987, Lee e Kitanidis, 1991, entre outros.

A programação não linear, a vulgarmente mais utilizada nos problemas de gestão de águas subterrâneas, é aplicada quando a função objetivo e/ou as restrições são funções não lineares, com a obrigatoriedade dessas funções serem deriváveis em todo o seu domínio. Tem sido considerada, entre outros, por Ahlfeld *et al.*, 1988, Shamir *et al.*, 1984, Willis e Newman, 1977. Nos últimos anos cita-se, por exemplo, Montazar *et al.*, 2010, que associam um modelo de programação não linear a um algoritmo por eles desenvolvido para um sistema integrado (uso conjunto de água superficial e subterrânea) com o objetivo de realizar o planeamento dos recursos para irrigação de várias culturas e maximizando os benefícios globais provenientes do cultivo. O modelo foi aplicado numa área de comando no Irão, tendo sido considerados vários cenários. Para resolver o modelo de otimização o *software* utilizado foi o LINGO 10.0.

Quando no modelo de otimização estamos na presença de variáveis discretas e/ou binárias para além das variáveis contínuas, isto é, quando se inclui no problema diâmetros comerciais de tubagens ou a hipótese de escolha para os locais ideais das captações, por exemplo, estamos na presença de programação inteira mista. Este tipo de programação pode ainda ser considerado como linear ou não linear dependendo da sua formulação. Foi usada, por exemplo, por Aguado e Remson, 1980, Datta e Dhiman, 1996, Ratzlaff *et al.*, 1992, entre outros. Mais recentemente, Lobo Ferreira *et al.*, 2007, aplicaram dois modelos de otimização inteiros não lineares mistos com vista a satisfazer as necessidades futuras em termos de água na zona costeira de Bardez, na Índia. Os modelos de otimização foram usados, primeiro para indicar as zonas mais adequadas para a construção dos novos *resorts* e as captações para abastecer a indústria turística com a quantidade de água necessária e em segundo para indicar a localização para as novas captações para melhor se adequarem aos hotéis já existentes. O método dos coeficientes de influência foi usado para introduzir o comportamento físico do aquífero no modelo de otimização. Os *softwares* de simulação e otimização foram o MODFLOW e o GAMS/DICOPT, respetivamente.

Quanto aos objetivos encontrados na gestão de águas subterrâneas podemos encontrar um vasto leque de opções. Zagonari, 2010, afirma que os objetivos devem ser tanto económicos como sociais e as restrições maioritariamente ambientais de modo a originar uma gestão das águas subterrâneas económica e socialmente eficientes. Na verdade, de entre os artigos estudados, conclui-se que os objetivos pretendidos pelos gestores são, na sua maioria, económicos, tal como a maximização do benefício da venda da água, a minimização dos custos de extração de modo a satisfazer um determinado caudal ou a extração máxima de água subterrânea numa determinada zona, entre outros.

Como se pode verificar pelo gráfico seguinte, figura 3.1, realizado através do tratamento de informação de pesquisas com palavras-chave anglo-saxónicas de gestão de águas subterrâneas e programação multiobjetivo no motor de pesquisa *web of knowledge*, recentemente existem alguns autores a fazer estudos de gestão de águas subterrâneas com multiobjetivos, isto é a função objetivo engloba vários dos objetivos acima descritos. Esta técnica de programação acarreta diversas dificuldades para a resolução do problema, pois na maioria das vezes os ótimos de cada um dos objetivos considerados individualmente são diferentes, o que faz com que os objetivos considerados sejam conflituosos. Assim não existe apenas uma solução ótima, mas sim um conjunto de soluções eficientes. Caso os ótimos dos vários objetivos não sejam conflituosos, o problema pode ser resolvido como um problema uni-objetivo. Nos últimos anos este tipo de programação foi usado por exemplo por Farmani *et al.*, 2012, Siegfried *et al.*, 2009, Zagonari, 2010.

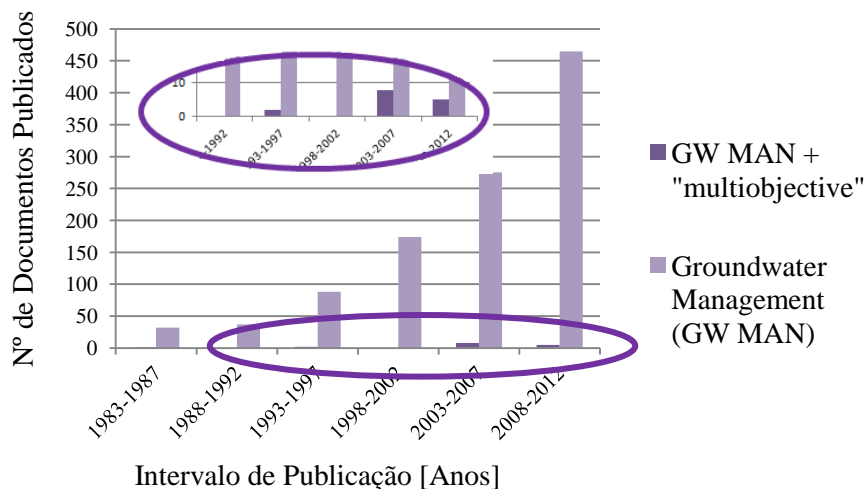


Figura 3.1 - Número de documentos publicados sobre programação multiobjetivo. Pesquisa apoiada no motor de pesquisa *web of knowledge*.

Apesar de normalmente os recursos de águas subterrâneas e superficiais serem estudados, observados e modelados separadamente prevê-se que num futuro próximo tal situação deixe de ocorrer e que se passe a tratar os dois recursos como um recurso interconectado (Cosgrove e Johnson, 2005). Pelo gráfico seguinte, figura 3.2, realizado, mais uma vez, através do tratamento de informação de pesquisas com palavras-chave anglo-saxónicas de gestão de águas subterrâneas e superficiais e suas interações no motor de pesquisa *web of knowledge*, podemos verificar que o problema da gestão integrada das águas subterrâneas e superficiais cada vez mais tem sido objetivo de estudo por parte dos gestores de águas subterrâneas.

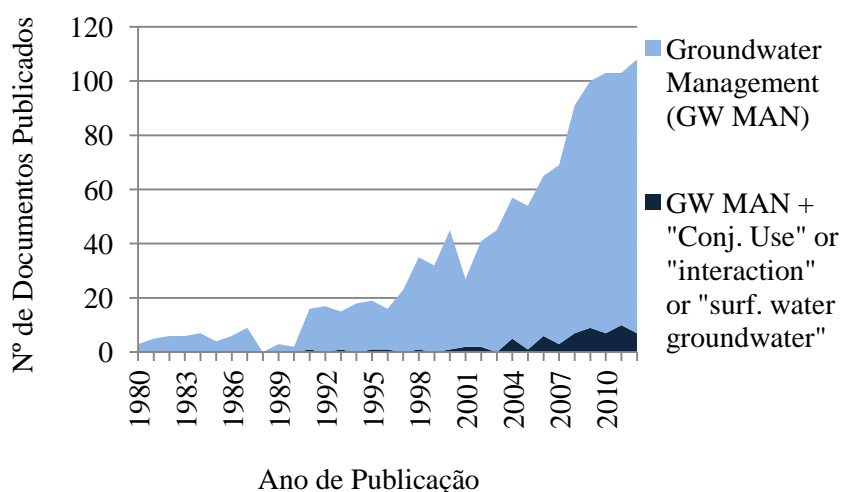


Figura 3.2 - Número de documentos publicados sobre gestão integrada de águas subterrâneas e superficiais. Pesquisa apoiada no motor de pesquisa *web of knowledge*.

Em 1998, Emch e Yeh apresentaram um modelo de programação não linear multiobjetivo para a gestão integrada de águas superficiais e subterrâneas onde os objetivos considerados foram a minimização do custo de exploração e a minimização da intrusão salina.

Em Levy e Xu, 2012, são analisadas as concepções atuais e abordagens de investigação sobre as interações de águas subterrâneas / superficiais no contexto das políticas Sul-africanas.

Ivkovic *et al.*, 2009, usaram um modelo simples de interação água superficial/subterrânea na sub-bacia de Coxs Creek, Austrália, para demonstrar os impactos da extração de águas subterrâneas nos caudais das águas superficiais. O modelo usado foi o IHACRES_GW (Ivkovic *et al.*, 2005). Chegaram à conclusão que a extração de água subterrânea afeta a frequência, tempo e magnitude dos fluxos e que os impactos variam não só como consequência das taxas de extração e outras perdas para o armazenamento de águas subterrâneas, mas também de acordo com as taxas de recarga de águas subterrâneas.

Conclui-se esta breve revisão bibliográfica com a incerteza. Isto é, a consideração da incerteza nos modelos de otimização. Revisões detalhadas dos métodos estocásticos para águas subterrâneas são apresentados em Wagner, 1995, Gorelick, 1997, Freeze e Gorelick, 1999, Mayer *et al.*, 2002 e Baú e Mayer, 2006, 2008.

A incorporação de um modelo de incerteza num modelo de simulação otimização, ou seja, a criação de modelos de gestão de águas subterrâneas com capacidade para lidar com a natureza aleatória do sistema de escoamento subterrâneo, isto é, incerteza relativamente à localização das fronteiras e incerteza relativamente aos parâmetros, como a condutividade hidráulica ou a transmissividade, só nos finais da década de 80 é que começou a ser estudado. São exemplos desses estudos Tung, 1986, Hantush e Marino, 1989, Georgakakos e Vlatza, 1991.

Existem vários métodos de simulação que permitem a consideração da incerteza, que se podem dividir em dois grupos primários, as simulações determinísticas com análise de sensibilidade e as simulações estocásticas. Apresenta-se a figura 3.3 com o esquema que permite identificar alguns desses métodos, adaptada de Lobo Ferreira e Migliari, 2001.

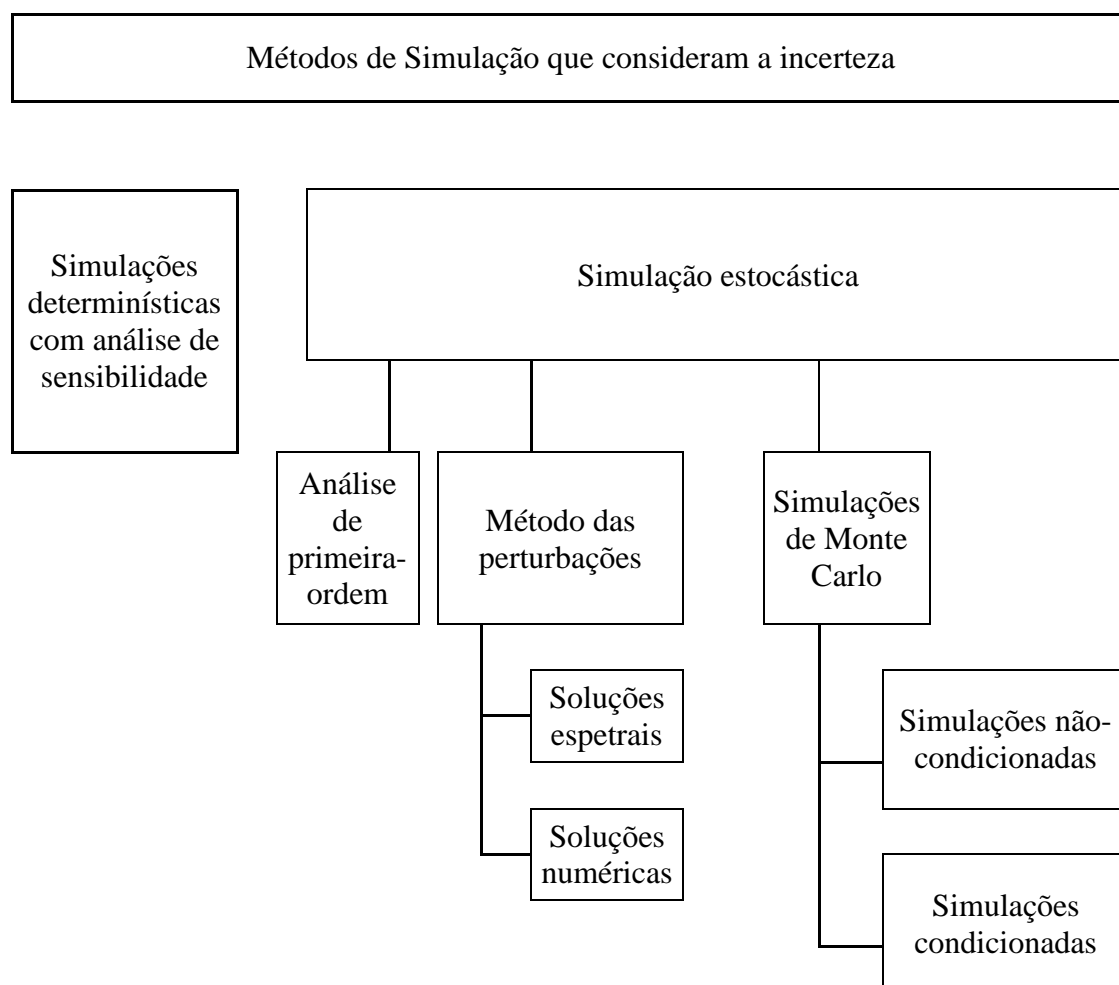


Figura 3.3 - Métodos de simulação usados para consideração da incerteza. Adaptado de Lobo Ferreira e Migliari, 2001.

Mais recentemente, Zagonari, 2010, usa um método determinístico com análise de sensibilidade. Esse modelo para além de ter em conta estratégias de gestão para águas subterrâneas económica, social, ambiental e institucionalmente sustentáveis, é capaz de lidar com os impactos devido às alterações climáticas, parcela descartada na maioria das vezes devido às mudanças do clima serem consideradas como muito incertas e demasiado distantes e muito menos importantes quando comparadas com inúmeros outros fatores que influenciam o presente (Purkey *et al.* 2007).

4 O SOFTWARE COMERCIAL GAMS/DICOPT

Neste capítulo pretende-se apresentar o *software* comercial GAMS/DICOPT, que vai ser utilizado na proposta de resolução do problema de otimização sugerido para esta dissertação. Para isso divide-se em dois subcapítulos. No primeiro é descrito o funcionamento do programa GAMS de forma breve e no segundo apresenta-se o algoritmo de otimização, comumente designado por *solver*, utilizado na resolução do problema de otimização, o DICOPT.

4.1. Introdução ao GAMS

O GAMS, *General Algebraic Modeling System*, é um programa que fornece uma interface para vários algoritmos. Os modelos são fornecidos pelo utilizador num arquivo de entrada na forma de equações algébricas usando uma linguagem de alto nível. Apresenta-se o exemplo seguinte, onde do lado esquerdo aparece a expressão algébrica e à direita a correspondente expressão na linguagem aceite pelo programa, intercaladas pelo objetivo da expressão.

Quadro 4.1 - Expressão algébrica *versus* "expressão GAMS"

Expressão Algébrica	Objetivo	GAMS <i>Modeling for the Real World</i>
$Q_i \leq y_i Q_{i\text{ máx}}, \forall i$	Impor um limite, pré definido, para extração de água em cada célula i	Equations funcao_objetivo 1 ext_max
$R_i \leq R_{i\text{ máx}}, \forall i$	Impor um limite, pré definido, para o rebaixamento em cada célula i	2 rebaix_max 3 rebaix_total ... ;
$R_i = \sum_{j=1}^N \alpha_{i,j} Q_j, \forall i$	Cálculo do rebaixamento na célula i provocado pela extração de água em todos os poços (onde α corresponde aos parâmetros da matriz dos coeficientes)	funcao_objetivo.. ZZ =e= sum(i, (aa*DH(i)+b)*..... 1 ext_max(i).. qq(i)=l=y(i)*Qmax(i) ; 2 rebaix_max(i).. r(i)=l=Rmax(i) ; 3 rebaix_total(i).. r(i)=e=sum(l, (A(i,l)/100)*qq(l)) ; ...
...

Após a introdução dos dados, o utilizador pode, e deve, escolher qual o *solver* a utilizar (o programa tem a sua própria base de dados de *solvers*, uns gratuitos, outros comerciais, estes sempre com uma versão estudante/demo), caso contrário o próprio GAMS utiliza um *solver*

pré definido para o tipo de programação usada. Concluído o processo de entrada de dados e chamada do *solver* o utilizador manda correr o programa. Os resultados, para além de aparecerem no relatório de simulação do GAMS, podem ser exportados para vários formatos (.exe, .txt, entre outros). Existe ainda a possibilidade de utilizar várias técnicas para uma mais fácil convergência do modelo, como a imposição de limites inferiores e superiores (usualmente designados por *bounds*) ou valores para iniciar as variáveis, entre outras. No final deste capítulo apresentadas algumas dessas técnicas usadas no modelo desta dissertação.

4.2. O *solver* DICOPT

O DICOPT, *Discrete and Continuous OPTimizer* ("otimizador" discreto e contínuo), é um *solver*, ou "resolvedor", que foi desenvolvido por J. Viswanathan e Ignacio E. Grossmann no centro de pesquisa e projeto de engenharia na Universidade de Carnegie Mellon, para a resolução de problemas de programação inteira mista não-linear (MINLP), podendo envolver variáveis binárias e inteiras lineares e variáveis contínuas lineares e não-lineares. É muito utilizado para projetos de engenharia, ciências empresariais e finanças.

No interior do DICOPT está um algoritmo que separa o problema numa série de sub-problemas de programação não linear, NLP, e de programação inteira mista, MIP. Esses sub-problemas podem ser resolvidos através de qualquer *solver*, NLP ou MIP, existente no GAMS (neste estudo resolveu-se utilizar o CONOPT como *solver* NLP e o CPLEX como *solver* MIP, pois após várias comparações entre outros *solvers*, estes provaram ser os mais indicados para o modelo em causa).

Importa referir que embora o algoritmo presente no DICOPT esteja disposto a lidar com não convexidades, isso não implica necessariamente a obtenção do máximo global.

Considerou-se ainda importante provar que o DICOPT é uma ferramenta extremamente eficiente na resolução de problemas MINLP. Para isso cita-se o documento realizado por Kocis e Grossmann, 1988, onde os autores resolvem 15 problemas de programação não linear inteira mista com o DICOPT e chegam a resultados onde consideram que este *solver* é muito eficiente na resolução de problemas MINLP. Concluem também que o tempo de resolução necessário é pouco, mesmo para casos com alguma complexidade.

Esquemáticamente, e em forma de resumo, apresenta-se a figura seguinte, figura 4.1, que ilustra o esquema dos caminhos a percorrer desde a entrada de dados até aos *outputs*, ou seja, até à saída dos resultados.

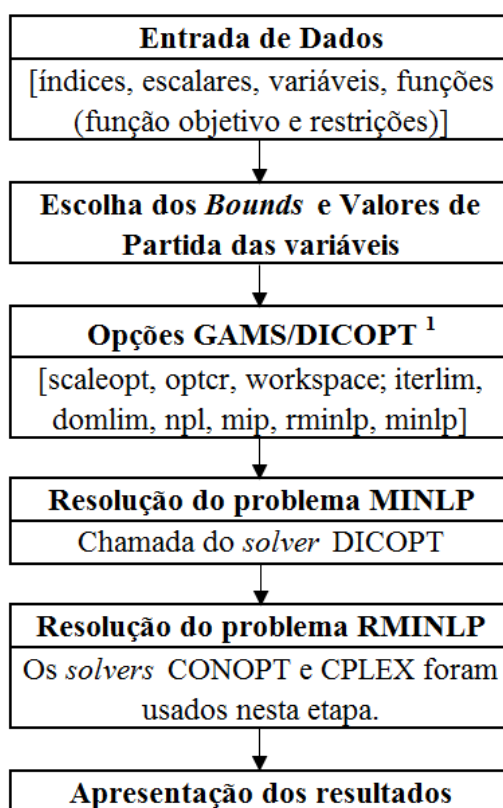


Figura 4.1 - Esquema GAMS/DICOPT para o problema em causa.

¹ Nesta etapa devem seleccionar-se as opções necessárias para o melhor comportamento do DICOPT.

5 ESTUDO DE CASO

5.1. Descrição do problema

O estudo presente nesta dissertação, como já foi referido, tem como objetivo principal apresentar uma proposta de gestão e planeamento de parte do sistema aquífero da margem esquerda do Tejo, em particular do concelho de Palmela.

O concelho de Palmela, com uma área aproximada de 500 km², apresentado na figura seguinte, é um dos nove maiores concelhos em que a península de Setúbal se divide (Lobo Ferreira e Migliari, 2001). A Norte é limitado pelo concelho do Montijo, a Sul faz fronteira tanto com o concelho de Setúbal como com o estuário do rio Sado e a Este e Oeste faz fronteira com o concelho de Vendas Novas e com os concelhos da Moita e Seixal, respetivamente. O concelho divide-se ainda nas seguintes freguesias: Palmela, Marateca, Pinhal Novo, Quinta do Anjo e Poceirão.

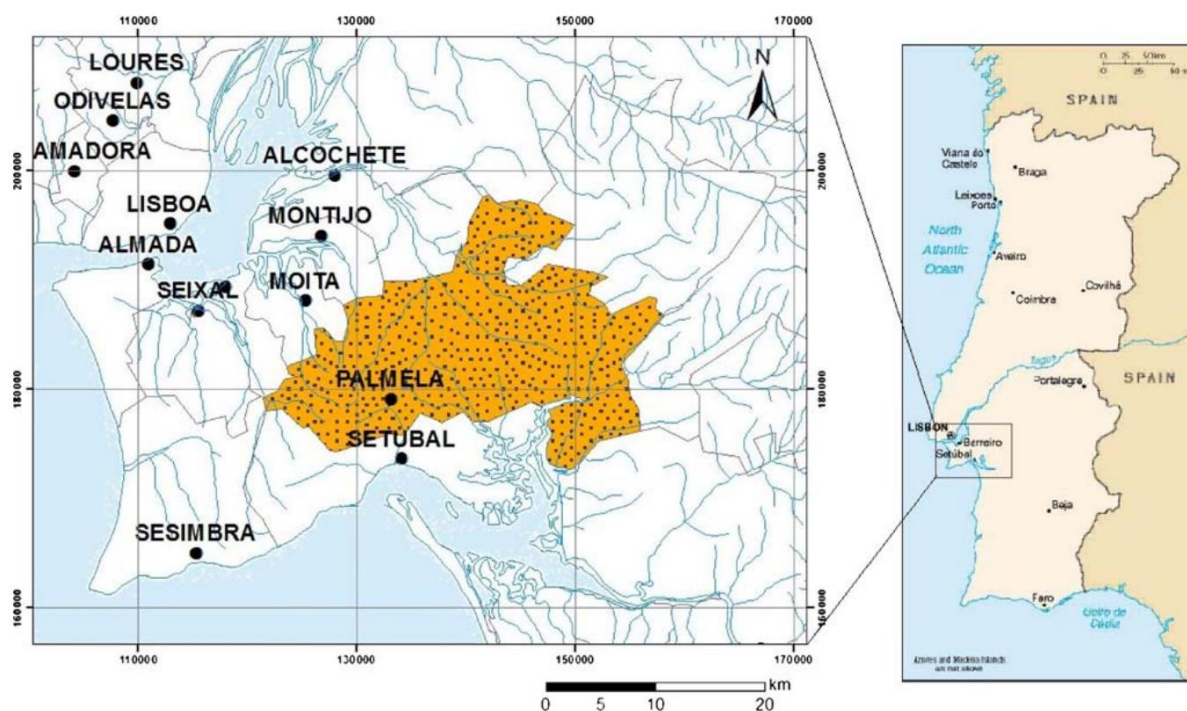


Figura 5.1 – Localização do concelho de Palmela (Almeida *et al.*, 2000).

Visto que, na península de Setúbal as águas subterrâneas têm uma importância primordial no abastecimento público, agrícola e industrial, tal como no início do século um estudo realizado pela EPAL (empresa Portuguesa das Águas Livres) o comprovava, com 99% do abastecimento da península a ser feito por águas subterrâneas, considerou-se importante a apresentação de uma solução para a exploração do sistema aquífero nessa zona.

Os recursos hídricos subterrâneos no concelho dividem-se num aquífero superficial livre ou freático, num aquífero confinado e num aquífero confinado mio-pliocénico, sendo o último o estudado nesta dissertação. Os valores de transmissividade do aquífero em estudo variam desde os 400 m²/dia até aos 2000 m²/dia, valores muito razoáveis comparando com os valores médios da maior reserva de água doce do mundo, o aquífero de Guarani, que apresenta valores médios de transmissividade na ordem dos 600 m²/dia (Sinelli *et al.*, 1980).

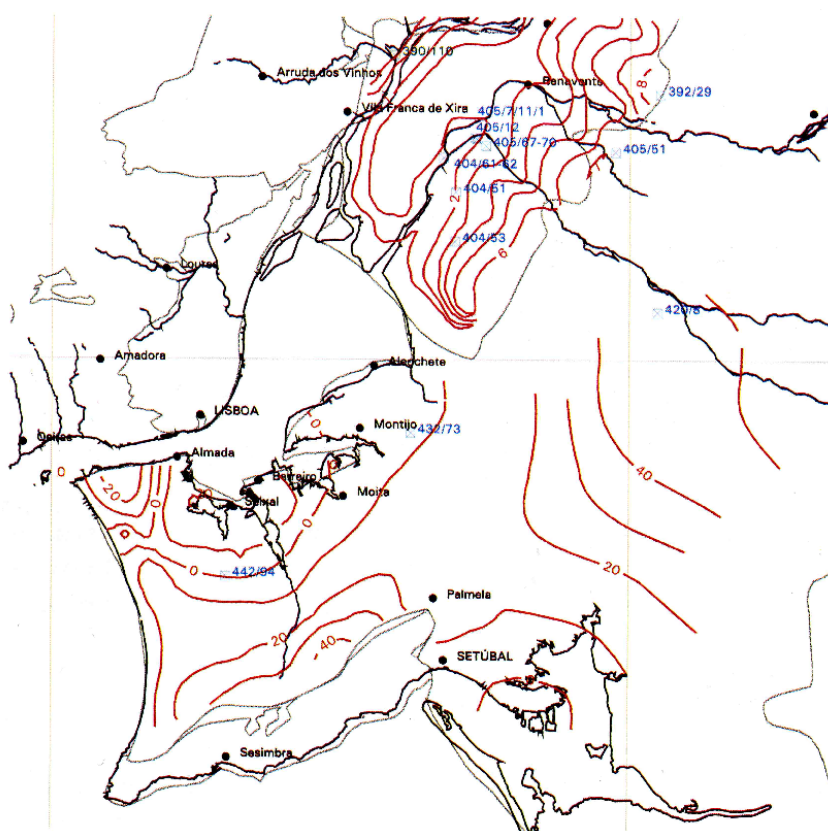


Figura 5.2 – Piezometria do aquífero confinado na península de Setúbal para uma situação em regime estacionário (Oliveira *et al.*, 2000).

Antes de passar à formulação do problema, importa referir que as equações gerais do escoamento subterrâneo serão tidas em conta através do método dos coeficientes de influência, tendo a matriz de resposta sido gerada usando um modelo de escoamento

desenvolvido para a península de Setúbal, com o programa MODFLOW (cf. McDonald e Harbaugh, 1988) por Oliveira *et al.*, 1994. Essa matriz foi gerada de um modo simplificado, tendo o aquífero sido dividido em elementos quadrangulares com 1 km de lado. A figura seguinte ilustra para além da malha de discretização do aquífero, as localizações possíveis para a implementação das captações para extração de água e os centros de consumo.

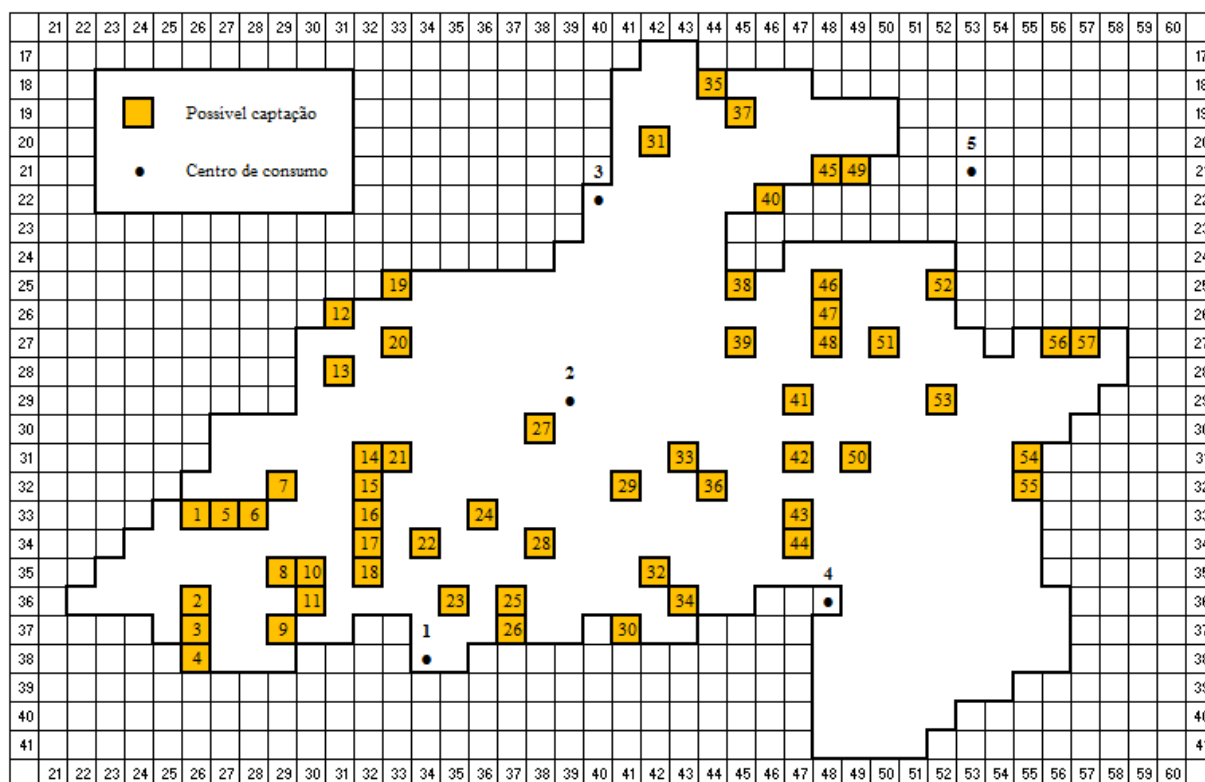


Figura 5.3 – Discretização inicial do aquífero mio-pliocénico no concelho de Palmela.

Em termos de necessidades hídricas, consideraram-se os seguintes centros e consumos hipotéticos:

Quadro 5.1 - Coordenadas e consumos dos centros considerados.

Centros de Consumo	Coordenadas	Necessidades Hídricas	
		m ³ /s	m ³ /dia
1	34 , 38	0,010	864
2	39 , 29	0,030	2562
3	40 , 22	0,080	6912
4	48 , 36	0,080	6912
5	53 , 21	0,060	5184

Oliveira, Moinante e Lobo Ferreira, 1994, para além de fazerem uma caracterização da área mais detalhada, apresentam também mais informações sobre os recursos hídricos subterrâneos da península.

5.2. Formulação do modelo de gestão

A função objetivo usada no modelo de otimização da presente dissertação tem em consideração quatro parcelas. Uma que tem em conta os custos relativos à instalação das captações para extração, outra à qual correspondem os custos associados ao equipamento de bombeamento, uma terceira parcela que tem em conta os custos de energia e finalmente a quarta que se refere ao custo das tubagens que vão transportar o caudal desde as captações até aos centros de consumo. Seguidamente, na expressão 5.1, apresenta-se a expressão com a sua justificação.

$$\begin{aligned}
 \text{F. O.} = & \quad \text{Min} \sum_{i=1}^N (a \cdot DH_i + b) \cdot y_i + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N c \cdot Q_{i,j}^d \cdot H_i^e + \\
 & + (\text{VA}) \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N 365 \cdot 24 \cdot \frac{9,8 \cdot Q_i \cdot H_i}{\eta} \cdot c_{\text{kWh}} + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N f(Q_{i,j}; L_{i,j})
 \end{aligned} \tag{5.1}$$

A primeira parcela, como acima indicado, refere-se ao custo de instalação das captações, em que DH_i corresponde à profundidade de perfuração necessária na captação i para uma extração de água eficiente e a corresponde ao custo por metro linear dessa grandeza, custando 50 €/m. b é o custo fixo de instalação da captação e vale 46500 € e y_i corresponde à variável binária que toma o valor 1 caso seja instalado uma captação na localização i ou 0 no caso contrário. Estes dados foram extraídos das Águas de Portugal.

A segunda parcela, é a que tem associada os custos relativos ao equipamento de bombeamento, onde c , d e e são parâmetros que se referem a esses mesmos custos ($c=600$, $d=0,486$, $e=0,421$), Q_i corresponde ao caudal total a extrair da captação localizada em i (l/s) e finalmente H_i corresponde ao nível hidrodinâmico na captação i (m). Estes dados foram sugeridos pela professora de acordo com um estudo já realizado.

A terceira parcela tem em conta os custos de energia, que foram considerados para um ano horizonte de projeto de 20 anos, com uma taxa de atualização anual de 4%. Nesta parcela o valor do caudal total a extrair da captação, Q_i , deve ser usado em m^3/s e onde η corresponde ao rendimento da bomba, considerou-se 70% e c_{kWh} ao custo do kWh, sendo este considerado 0.14€/kWh (constante ao longo dos 20 anos). VA corresponde ao valor atual, que tem em conta os 20 anos e a taxa de atualização de 4%.

Já a quarta, e última parcela, refere-se ao custo das tubagens que vão transportar o caudal desde a captação localizada em i até ao centro de consumo j .

As restrições do modelo apresentam-se de seguida desde a expressão 5.2 até à expressão 5.6.

$$Q_i \leq y_i Q_{i \text{ máx}}, \forall i \quad (5.2)$$

Inequação que impede que o caudal extraído da captação localizada em i seja superior ao máximo admitido nessa localização.

$$R_i \leq R_{i \text{ máx}}, \forall i \quad (5.3)$$

Inequação que impede que o rebaixamento em i , R_i , seja superior ao máximo admitido nessa localização.

Com

$$R_i = \sum_{j=1}^N \alpha_{i,j} Q_j, \forall i \quad (5.4)$$

Onde $\alpha_{i,j}$ corresponde ao elemento genérico da matriz dos coeficientes previamente construída com o auxílio do programa MODFLOW por Oliveira, Moinante e Lobo-Ferreira, em 1994, e Q_j o caudal extraído na célula j .

$$\sum_{i=1}^N Q_i = QT \quad (5.5)$$

Equação que obriga a que a soma dos caudais extraídos nas captações seja igual ao total necessário para abastecimento da região, QT .

$$H_i = Z_i + R_i, \forall i \quad (5.6)$$

Onde Z_i corresponde ao nível estático do aquífero. Para mais fácil perceção do nível hidrodinâmico, apresenta-se a figura seguinte, figura 5.4, onde à direita da imagem se legendam o nível estático e o rebaixamento provocado devido à extração.

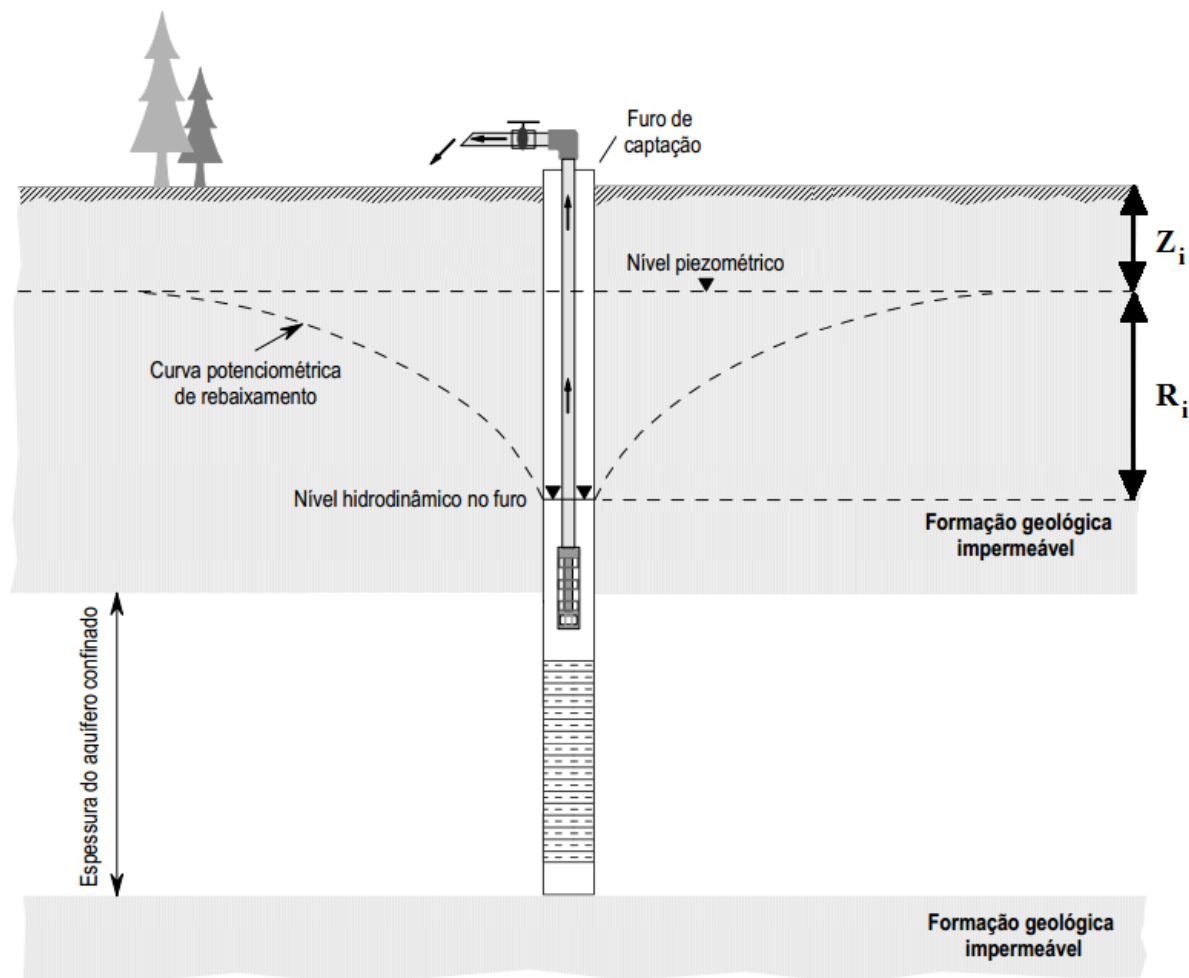


Figura 5.4 - Nível Hidrodinâmico. Adaptado de Instituto Português da Qualidade (2012).

O leitor mais atento verifica que não foram tidas em conta as perdas de carga quer na elevação da água quer no percurso. Isto deve-se, para além do não conhecimento do relevo do terreno, à sua pouca importância quando comparada com outros fatores.

De referir também que a distância $L_{i,j}$ foi tida em conta como uma linha reta, o que não é exatamente verdade, porém considerou-se ser uma aproximação coerente.

5.3. Proposta de Resolução do problema

5.3.1. Introdução e perspectivas iniciais

O objetivo de estudo fulcral assenta numa proposta de resolução do problema de otimização e gestão necessárias das águas subterrâneas do aquífero confinado no concelho de Palmela utilizando o *solver* DICOPT, presente no *software* comercial GAMS. Este subcapítulo encarrega-se da apresentação das soluções encontradas e dos seus comentários e discussões pertinentes.

Como já era de esperar, num problema de programação não linear inteira mista (MINLP) a solução final é muito dependente dos limites assumidos pelo modelador, os chamados *bounds*. Neste caso, até chegar à solução que será designada por "solução final", experimentaram-se, por tentativa e erro, várias gamas de limites. No entanto, serão apenas apresentadas as mais relevantes. Após essa apresentação irá ser exposta uma análise de sensibilidade. Por fim, já no subcapítulo 5.3.4 será feita uma comparação de resultados com a solução obtida por Fragoso, 2002 para o mesmo problema utilizando o método do recozimento simulado.

Antes de passar à apresentação das soluções, considerou-se importante fazer uma estimativa do que será espectável que aconteça. Apresentam-se nas figuras 5.5, 5.6 e 5.7 os caudais máximos diários a extrair de cada possível captação, os rebaixamentos máximos diários impostos e a profundidade de escavação necessária para uma extração de águas eficiente, respetivamente.

Com base na função objetivo e num breve estudo da mesma prevê-se que seja preferencial optar por poucas captações, com profundidades de escavação com valores reduzidos e o mais próximo possível dos centros de consumo. Para dar apoio a um prognóstico inicial foi criada uma figura, a figura 5.8, que reúne informações de caudais máximos a extrair de cada captação e profundidades mínimas necessárias. Observando a figura, espera-se que o *solver* dê preferência à instalação de captações nas células azuis claras e vermelhas escuras próximo dos centros de consumo. Assim, é espectável que as células 23, 27, 31, 42, 57 venham a pertencer ao leque das escolhidas pelo *solver*.

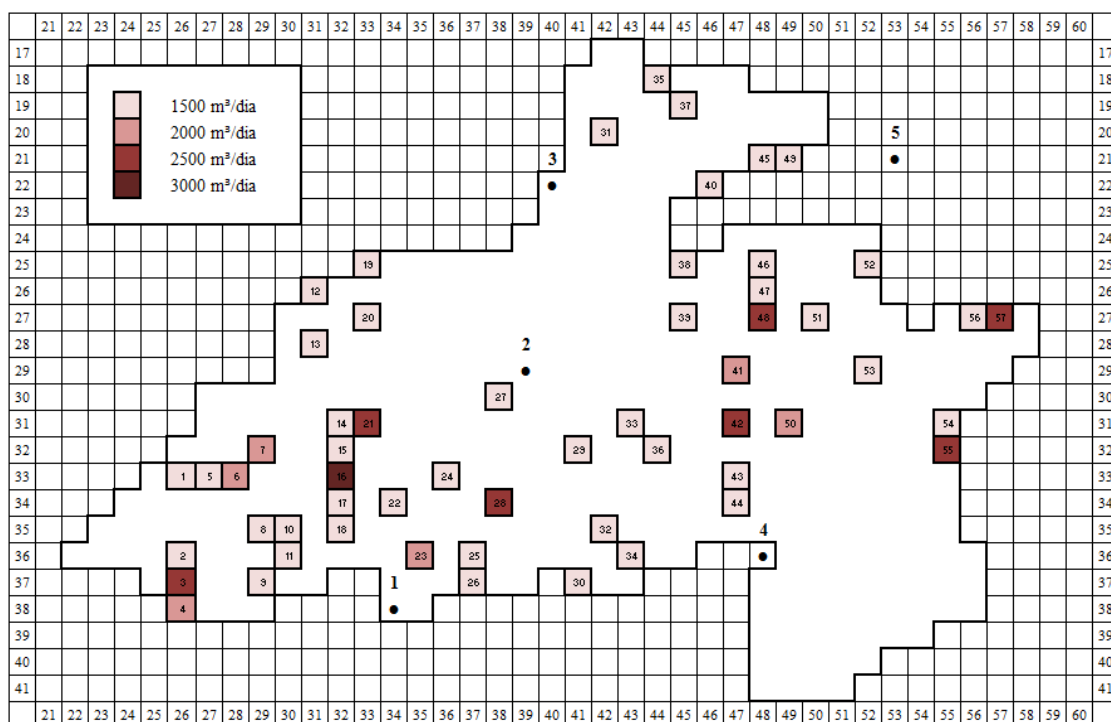


Figura 5.5 - Caudais máximos diários.

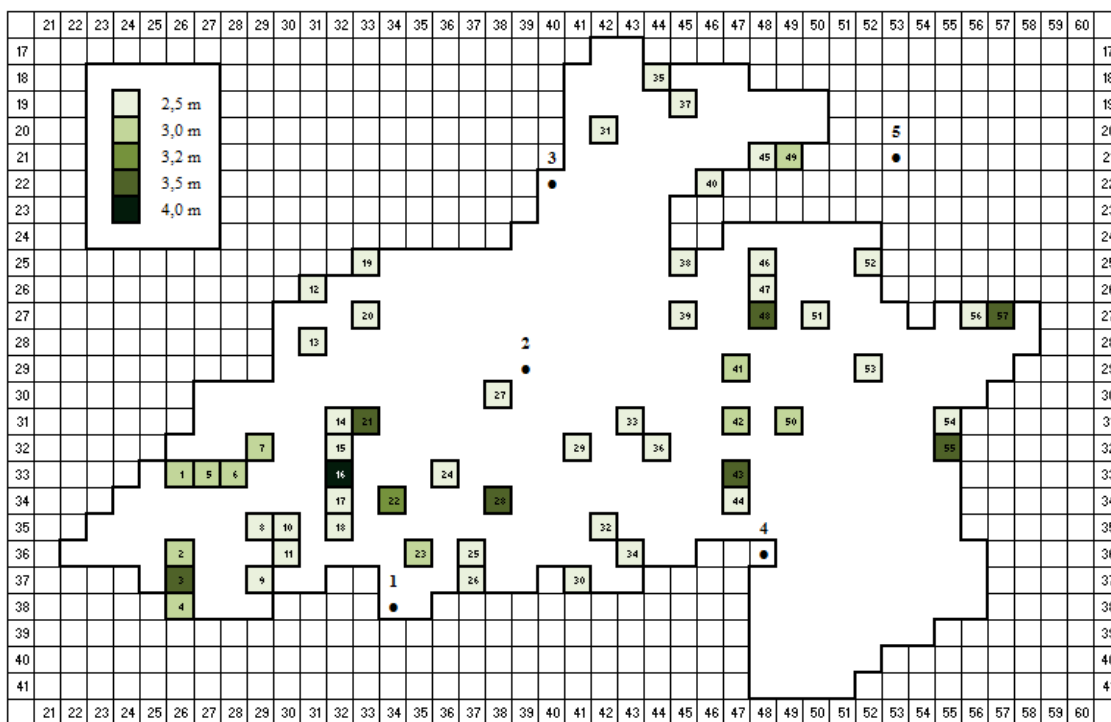


Figura 5.6 - Rebaixamentos máximos diários.

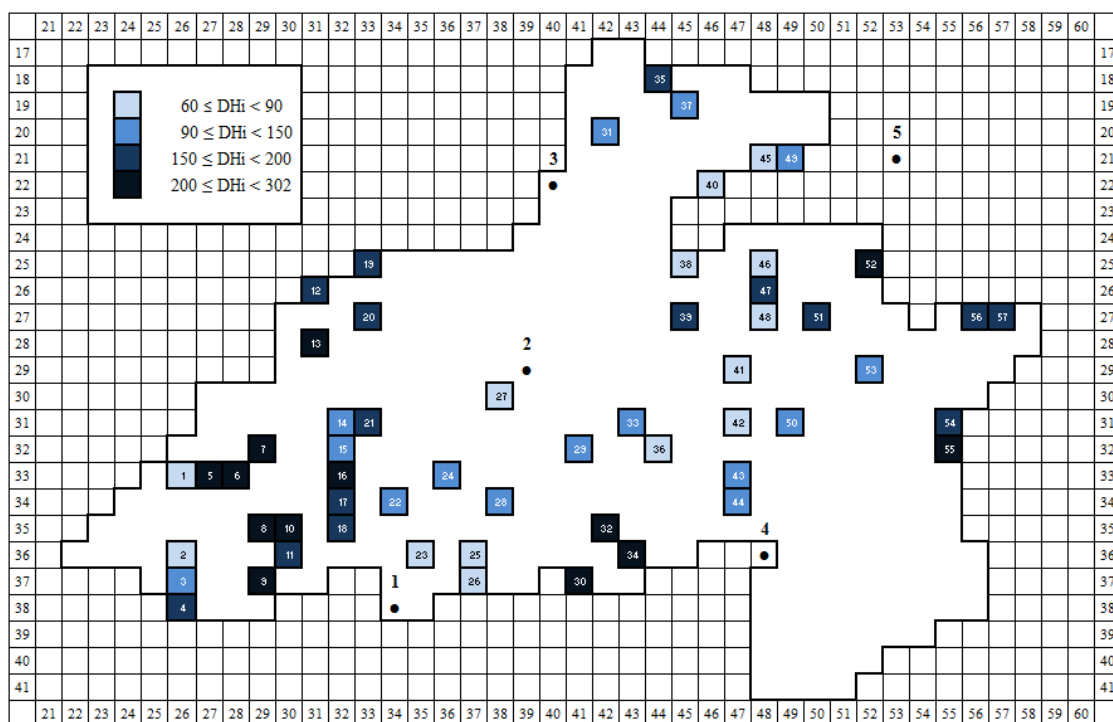


Figura 5.7 - Profundidade de escavação necessária (m).

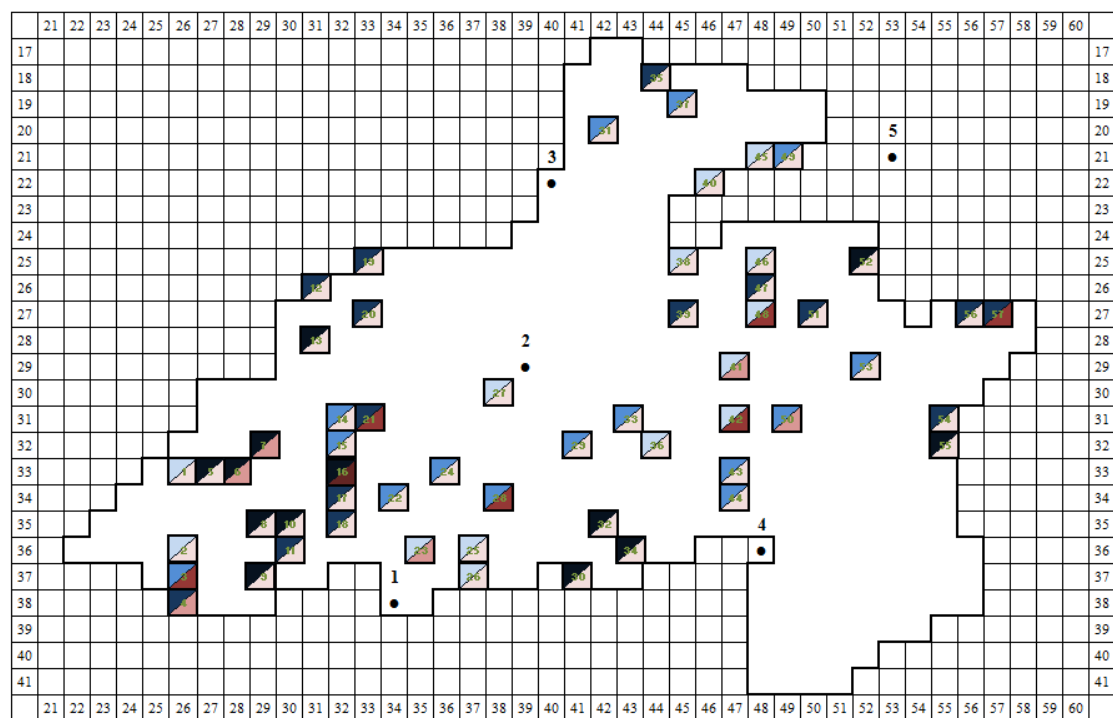


Figura 5.8 - "Intersecção" entre figuras 5.5 e 5.7.

5.3.2. Apresentação e discussão dos resultados

De modo a poder verificar-se a forte importância dos limites e valores iniciais dados ao problema, resolveu-se correr o modelo sem estes limites, isto é, apesar de terem sido usadas técnicas para um processo de convergência mais rápido, os *bounds* e os *starting points* não foram tidos em conta. O resultado deste primeiro teste é apresentado seguidamente na figura 5.9, com o nome de "solução inicial".

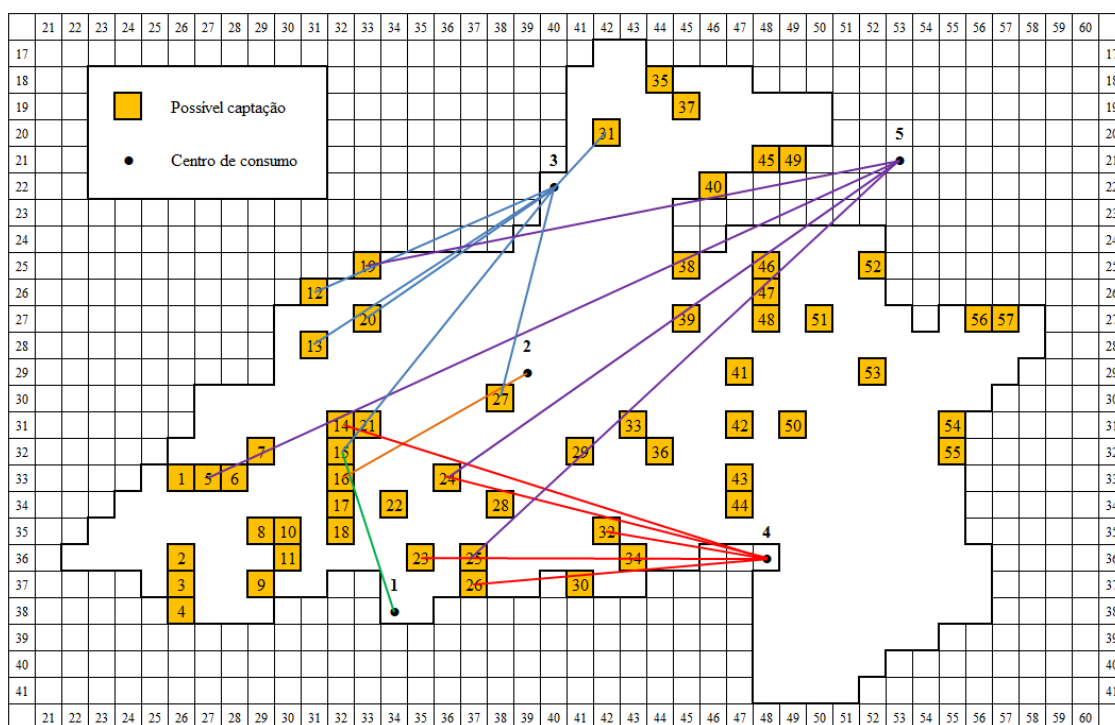


Figura 5.9 - Solução Inicial.

Após análise, é facilmente perceptível a confusão e a péssima otimização existente na rede. Com o auxílio dos *bounds*, mesmo que ligeiramente deficitários, o resultado é claramente melhorado.

Desde esta solução inicial até à solução final foram realizadas várias simulações com várias gamas de *bounds* e *starting points*. Quando se chegou a uma solução razoável, isto é, uma solução que explorasse em grande percentagem captações perto dos centros de consumo, que evitasse o uso de grandes distâncias de transporte, resolveu-se designar essa solução por solução "pré final" e fazer um estudo dessa solução. A solução é apresentada de seguida, na figura 5.10.

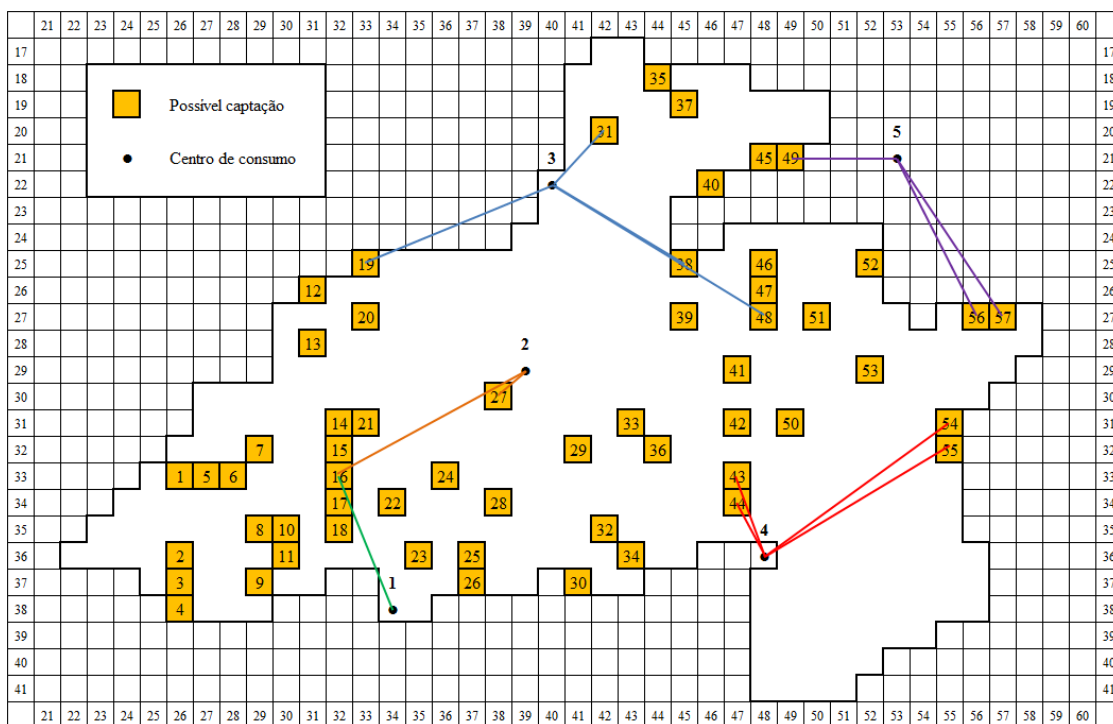


Figura 5.10 - Solução Pré Final.

Analisando esta solução, verifica-se, em termos percentuais, que a parcela mais pesada para o modelo é a quarta, a que se refere aos custos das tubagens para o transporte da água desde as captações até aos centros de consumo, com uma percentagem na ordem dos 81%, ou seja, 4/5 do custo da solução deve-se aos custos com condutas. Para além dessa forte parcela, os custos com a eletricidade rondam os 11,5%, a instalação das captações ronda os 6,5% deixando o custo das bombas no 1% do investimento como se pode verificar na figura seguinte, figura 5.11. Por curiosidade o custo desta solução situa-se nos 10 690 939,88 €.

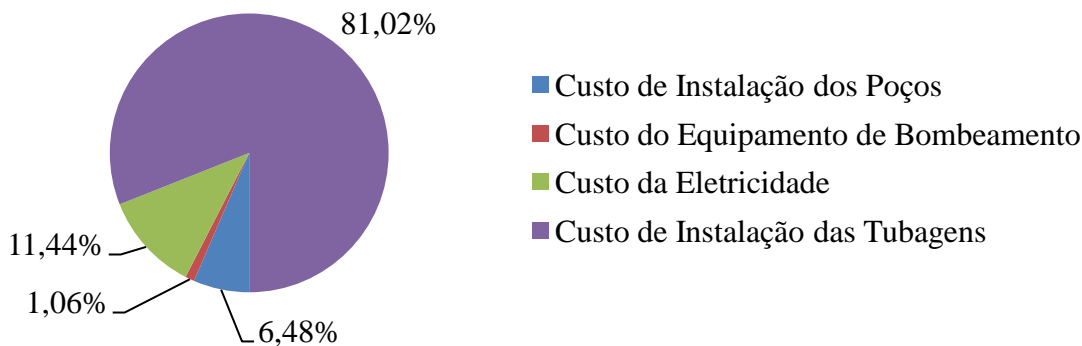


Figura 5.11 - Distribuição dos custos pelas várias componentes.

Após reflexão sobre esta solução, verificou-se, sem qualquer tipo de dúvidas, que o maior entrave para a minimização da função objetivo era a distância, isto é, quanto menor for a soma dos comprimentos totais das condutas, à partida, melhor será a solução. Assim resolveu criar-se um novo mapa, de modo a propor ao modelo melhores valores iniciais. Esse mapa será imediatamente apresentado na figura 5.12.

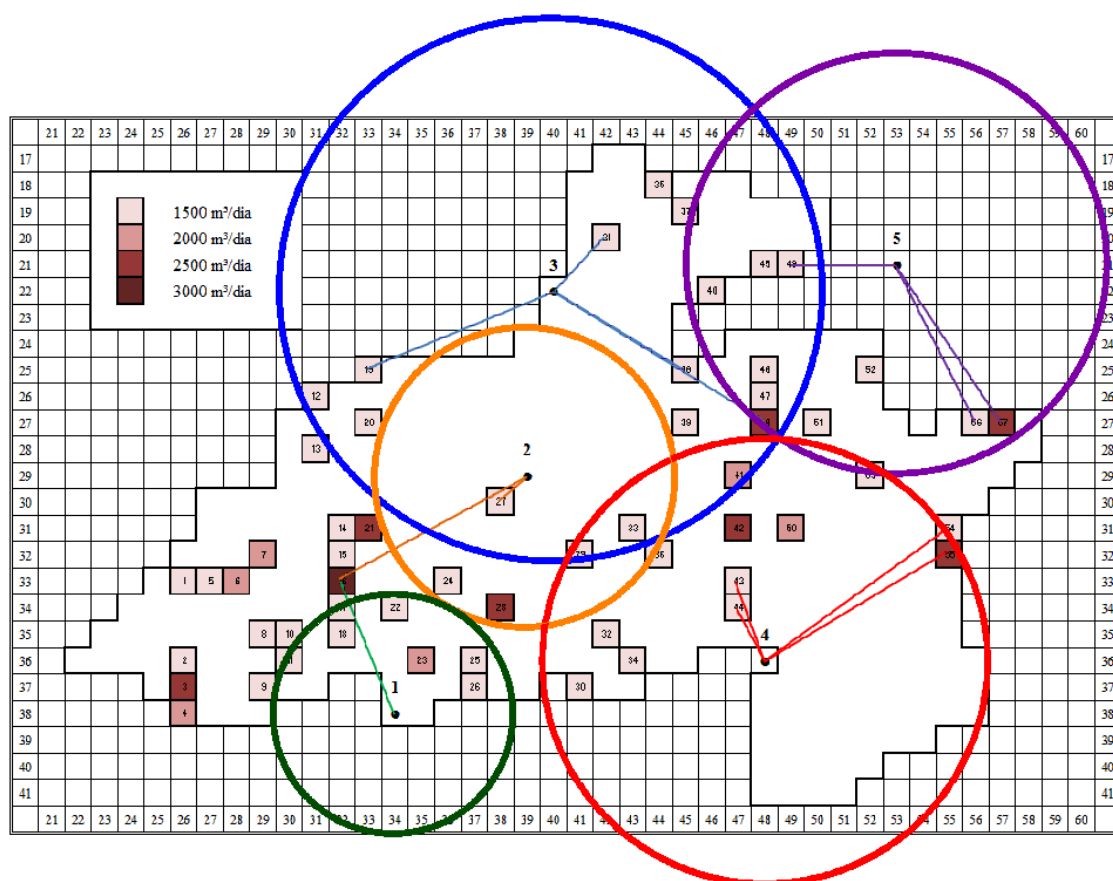


Figura 5.12 - Reunião entre "raios de soluções" e caudais máximos diários.

Decidiu-se, como se pode verificar, dar um maior raio de soluções aos centros com maiores necessidades hídricas, os centros 3, 4 e 5. Achou-se também necessário colocar no mapa os consumos máximos diários em cada possível captação, pois pode acontecer ser preferível optar por apenas uma captação de grande dimensão ao invés de duas de menor.

Seguindo este raciocínio, após algumas simulações chegou-se à solução que veio a ser designada de solução final, apresentada agora no quadro 5.2 e figura 5.13 com um custo final de instalação/exploração no valor de 8 833 395,98 €.

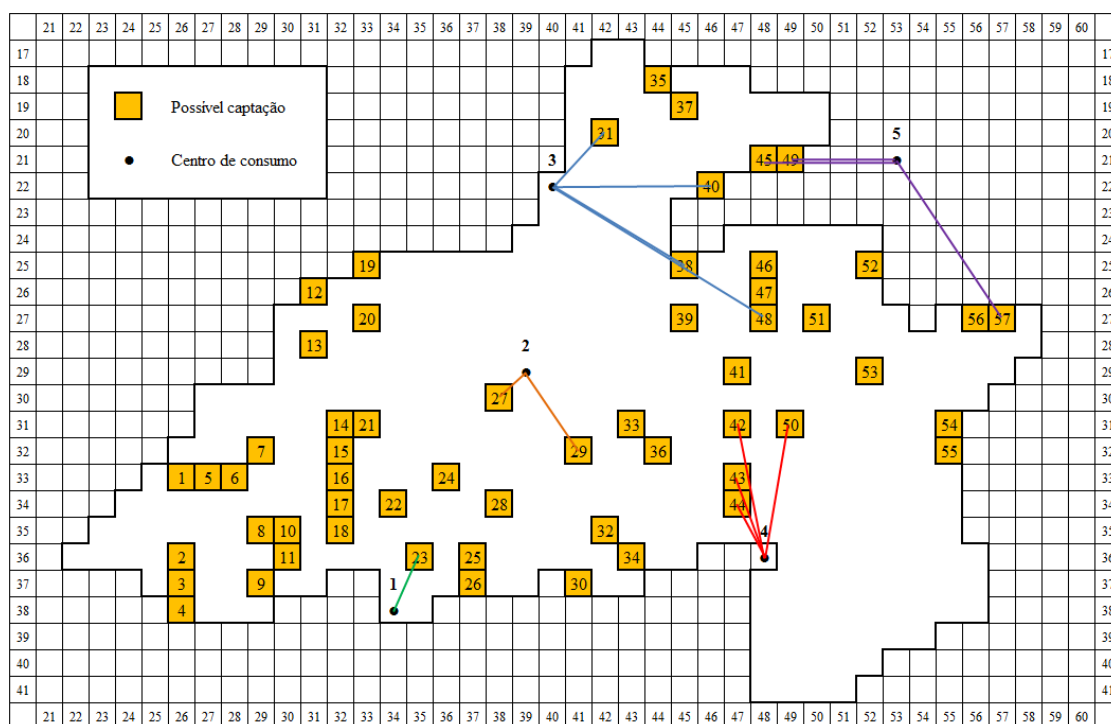


Figura 5.13 - Solução Final.

Quadro 5.2 - Custos da Solução Final.

Custo de investimento na elaboração das captções	714.822,33 €
Custo de investimento no equipamento eletromecânico	115.885,39 €
Custo da eletricidade	1.204.766,23 €
Custo de investimento nas condutas	6.797.922,03 €
Custo final do investimento	8.833.395,98 €

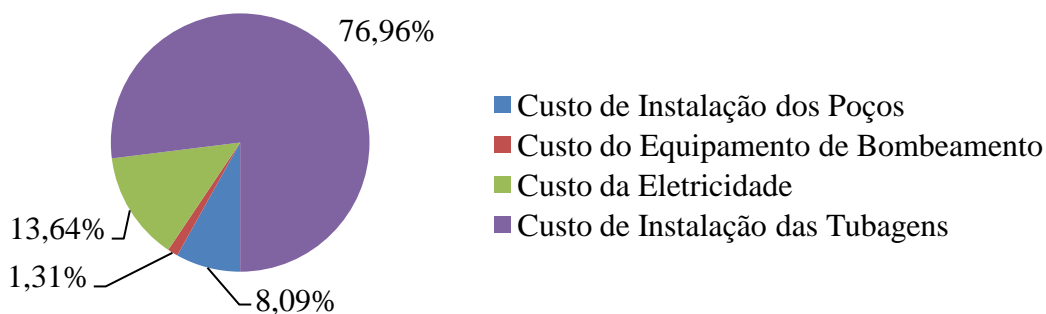


Figura 5.14 - Distribuição dos custos pelas várias componentes - Solução Final.

Antes de qualquer comentário apresenta-se também a solução final em confronto com caudais máximos diários, profundidades de escavação, rebaixamentos máximos admitidos e percentagem de saturação em termos de rebaixamentos. Seguidamente apresenta-se um quadro resumo da solução, quadro 5.3, e todos os comentários pertinentes relativos à escolha da solução pelo *solver* DICOPT.

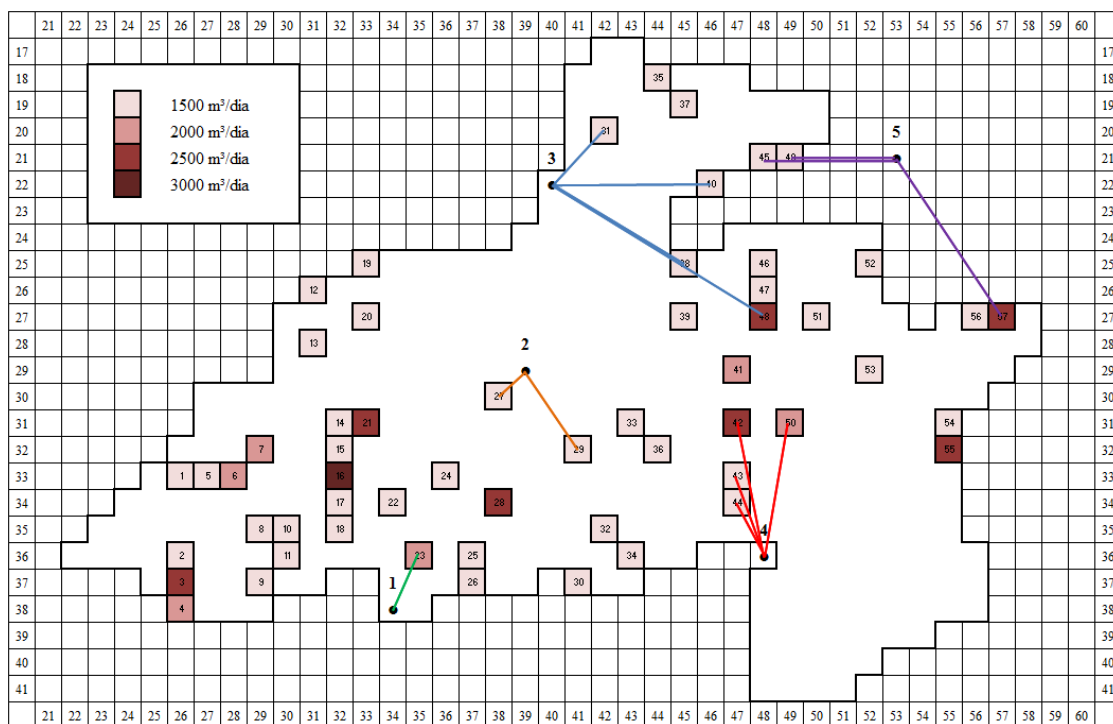


Figura 5.15 - Solução Final em confronto com caudais máximos diários.

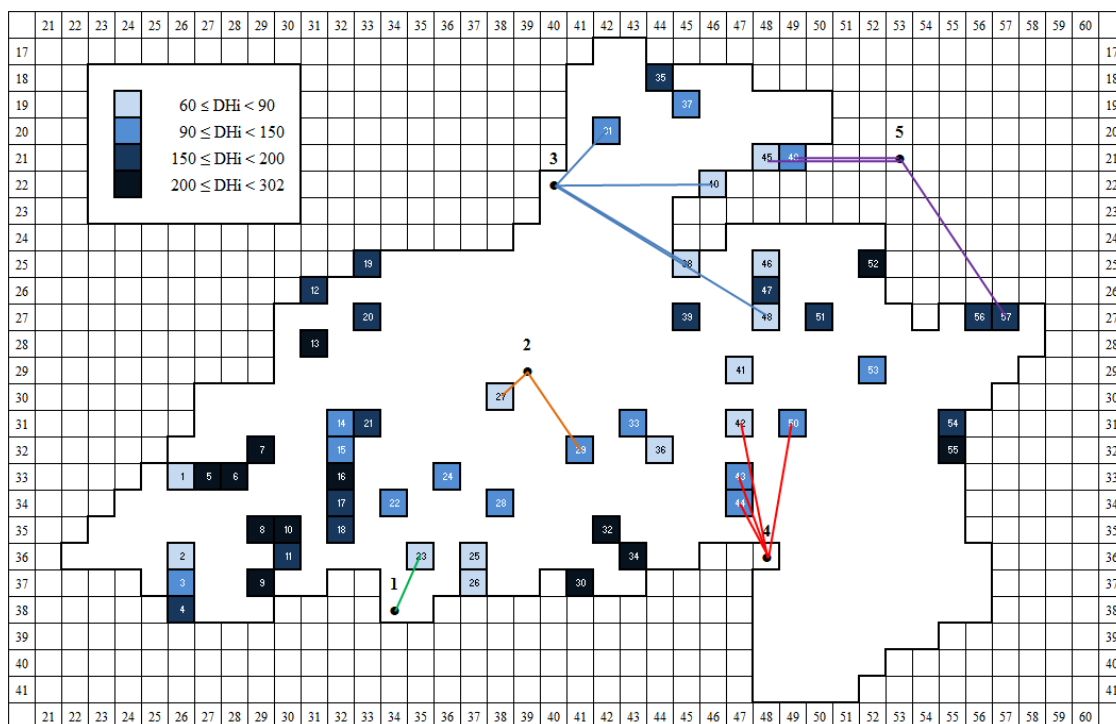


Figura 5.16 - Solução Final em confronto com profundidade de escavação necessária (m).

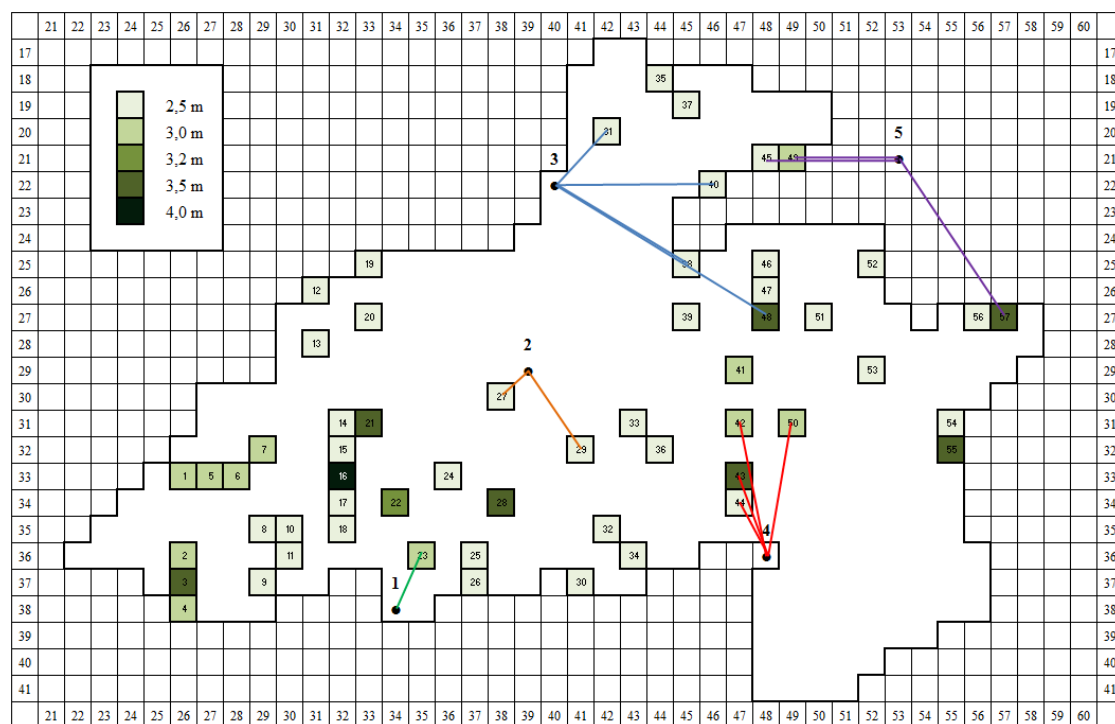


Figura 5.17 - Solução Final em confronto com rebaixamentos máximos.

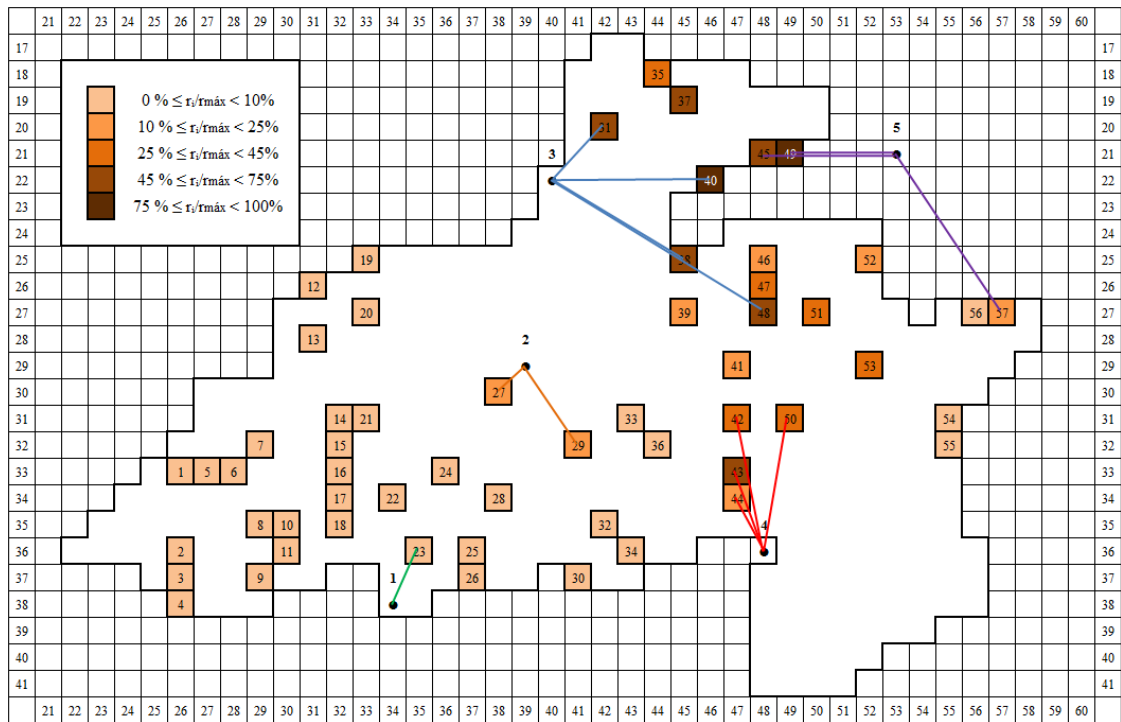


Figura 5.18 - Solução Final em confronto com percentagem de saturação do aquífero em termos de rebaixamentos máximos.

Quadro 5.3 - Solução Final - Quadro Resumo.

Cél.	H _i (m)	DH _i (m)	R _i (m)	R _{máx} (m)	Q _i (m ³ /d)	Q _{máx} (m ³ /d)
1	17,00	60	0,00	3,0	0	1500
2	30,00	65	0,00	3,0	0	1500
3	30,00	100	0,00	3,5	0	2500
4	30,00	175	0,00	3,0	0	2000
5	34,30	282	0,00	3,0	0	1500
6	44,50	276	0,00	3,0	0	2000
7	42,00	288	0,00	3,0	0	2000
8	45,00	288	0,00	2,5	0	1500
9	70,00	223	0,00	2,5	0	1500
10	50,00	300	0,00	2,5	0	1500
11	60,00	196	0,00	2,5	0	1500
12	30,00	151	0,00	2,5	0	1500
13	44,50	218	0,00	2,5	0	1500
14	10,00	100	0,00	2,5	0	1500
15	11,00	103	0,00	2,5	0	1500
16	15,70	200	0,00	4,0	0	3000
17	16,00	190	0,00	2,5	0	1500
18	16,00	190	0,00	2,5	0	1500
19	16,00	190	0,00	2,5	0	1500
20	16,00	196	0,00	2,5	0	1500
21	6,55	194	0,00	3,5	0	2500
22	30,09	147	0,09	3,2	0	1500
23	15,26	77	0,26	3,0	864	2000
24	20,00	147	0,00	2,5	0	1500
25	26,88	80	0,00	2,5	0	1500
26	18,13	80	0,00	2,5	0	1500
27	20,45	80	0,45	2,5	1500	1500
28	14,00	139	0,00	3,5	0	2500
29	22,85	100	0,48	2,5	1092	1500
30	0,00	250	0,00	2,5	0	1500
31	21,48	120	1,48	2,5	1500	1500
32	3,20	262	0,00	2,5	0	1500
33	5,00	96	0,00	2,5	0	1500
34	4,80	302	0,00	2,5	0	1500
35	21,88	164	0,88	2,5	0	1500
36	15,00	69	0,00	2,5	0	1500
37	11,25	103	1,17	2,5	0	1500
38	12,61	80	1,33	2,5	1500	1500
39	15,19	150	0,59	2,5	0	1500
40	17,30	60	2,30	2,5	1412	1500
41	15,40	80	0,40	3,0	0	2000
42	16,04	80	1,04	3,0	2500	2500
43	17,03	90	2,03	3,5	1500	1500
44	15,60	90	0,60	2,5	1500	1500
45	10,62	60	1,62	2,5	1500	1500
46	13,44	60	0,44	2,5	0	1500
47	19,09	180	1,09	2,5	0	1500
48	13,99	60	1,99	3,5	2500	2500
49	12,68	113	2,68	3,0	1500	1500
50	15,82	106	0,82	3,0	1412	2000
51	24,76	150	0,69	2,5	0	1500
52	43,44	251	0,44	2,5	0	1500
53	37,08	147	0,58	2,5	0	1500
54	20,00	155	0,00	2,5	0	1500
55	14,12	201	0,00	3,5	0	2500
56	18,41	160	0,22	2,5	0	1500
57	47,26	160	0,44	3,5	2184	2500

Observando agora os resultados, verifica-se, na solução final, a escolha de 14 captações. Nessas captações a proximidade dos centros de consumo é peça chave. Aliado a isso, o *solver* opta naturalmente por captações ou com grande capacidade (extrações superiores a 2000 m³/dia) ou com profundidades necessárias de escavação e/ou níveis hidrodinâmicos baixos. As captações mais a este do aquífero foram as escolhidas, maioritariamente pela proximidade dos centros de consumo, mas também devido ao menor impacto traduzido pelos coeficientes de influência naquela região.

Analisam-se de seguida as captações escolhidas e centros de consumo individualmente.

O centro de consumo 1, com consumo diário baixo, 864 m^3 , quando comparado com os centros restantes, será abastecido unicamente pela captação 23. Esta captação, para além da sua proximidade com o centro de consumo, tem uma profundidade necessária de escavação (DH) e um nível hidrodinâmico (H) relativamente baixos em comparação com a vizinhança o que faz com que o valor da função objetivo seja menos elevado. O custo final do m^3 de água para este centro situar-se-á nos $0,07042 \text{ €}$ aproximadamente. Todos os custos finais serão apresentados individualmente no final deste subcapítulo no quadro 5.4.

Para o centro de consumo 2, com necessidades hídricas diárias na ordem dos 2512 m^3 , será preferível optar por duas captações, a 27 e a 29. Mais uma vez são as duas captações mais próximas do centro de consumo. Têm profundidades de escavação e níveis hidrodinâmicos também relativamente baixos. No entanto, devido à captação 33 estar também próxima do centro de consumo e apresentar a DH e H mais baixos poderia pôr-se em causa a escolha da captação 29 para o seu abastecimento. Porém após resolução dessa possível solução, os resultados finais seriam mais elevados, cerca de 3%. Este será o centro com o custo do m^3 de água mais baixo da península, facto que se deve maioritariamente à proximidade acima descrita. Rondará os $0,05917 \text{ €/m}^3$.

Quanto ao centro de consumo 3, com um consumo diário de 6912 m^3 , sugere-se o abastecimento por quatro captações, a 31, 38, 40 e 48. Relativamente à captação 31, a sua escolha recai principalmente pela proximidade do centro de consumo, visto os valores da profundidade necessária de escavação e nível hidrodinâmico não serem tão baixos quanto o das captações mais próximas. No que toca às captações 38 e 40, estas são em tudo semelhantes e foram escolhidas, mais uma vez, devido tanto à sua proximidade do centro, como aos seus baixos valores de H e DH. Finalmente a captação 48, já afastada do centro de consumo foi selecionada devido à sua grande capacidade ($2500 \text{ m}^3/\text{dia}$), evitando a escolha de duas captações de menores dimensões que iriam originar maior comprimento de condutas, e aos seus baixos valores de DH e H. Salta à vista nesta solução a captação 40, mais próxima do centro de consumo que a captação 48, não estar esgotada e a 48 estar. Experimentou-se alterar a solução para $Q_{40,3}=1500 \text{ m}^3$ e $Q_{48,3}=2412 \text{ m}^3$, mas a solução apresentou piores resultados. Este facto deve-se ao nível hidrodinâmico da captação 48 inferior ao nível da captação 40. O custo de água por metro cúbico aproxima-se dos $0,0887 \text{ €}$.

Relativamente ao centro de consumo 4, e com um consumo diário igual ao centro 3, aconselha-se também o abastecimento através de quatro captações, a 42, 43, 44 e 50. Pouco há a apontar nesta tomada de decisão do modelo, pois são as quatro captações mais próximas

do centro de consumo, têm profundidades de escavação necessárias e níveis hidrodinâmicos baixos e para além disso existem duas captações com grande capacidade, a 42 e a 50. Ainda no centro 4 salta à vista a pequena distância necessária de condutas, o que vai fazer com que o custo de instalação/exploração seja muito inferior ao custo do centro 3, cerca de 40% menos, ficando nos 0,06271 €/m³.

Por fim, o centro de consumo 5, apresenta, à primeira vista, o mesmo problema do centro 3, isto é, ambos têm as captações a distâncias consideráveis do consumo. No entanto, devido à sua menor necessidade hídrica diária, 5184 m³, é possível abastecer este centro com apenas três captações, o modelo sugere a 45, 49 e 57. As captações 45 e 49 apresentam baixos valores de DH e H, mas, por sua vez, a captação 57 apresenta elevados custos na extração de água, compensados apenas pelo menor comprimento das condutas. Caso fosse possível extrair da captação 56 os mesmos 2184 m³/dia o valor por metro cúbico de água baixaria de 0,08708 € para os 0,07825 €, uma redução de cerca de 10%.

Quadro 5.4 - Custo de instalação/exploração por centro de consumo.

Centro de Consumo	Custo Total do Investimento (€)	Custo (€/m ³ água) [t.a. 4% ; 20 anos]	Custo Unitário Médio (€/m ³ água)
1	313.895,62	0,07042	0,07624038
2	791.257,37	0,05917	
3	3.162.827,63	0,08870	
4	2.236.192,37	0,06271	
5	2.328.947,07	0,08708	

Os preços de custo do m³ de água apresentados correspondem aos preços de venda mínimos para cobrir o investimento e, tal como o custo do kWh, consideram-se constantes ao longo dos 20 anos.

5.3.3. Análise de Sensibilidade

Neste subcapítulo resolveu fazer-se uma análise à incerteza dos valores tidos como garantidos, isto é, surgem algumas dúvidas relativas a algumas variáveis tomadas como certas no modelo.

A primeira grande dúvida relativamente aos dados prende-se com a consideração dos consumos diários utilizados ser hipotética. Assim resolveu fazer-se um estudo para consumos diários tanto mais reduzidos como mais dilatados, dando mais ênfase aos primeiros, pois,

como é sabido, a crise económica recente tem levado a uma grande emigração e, principalmente para a região, levou ao abrandamento da produção de automóveis na Autoeuropa. Resumindo, realizaram-se 7 variações relativas às necessidades hídricas (+5%, +10%, -5%, -10%, -15%, -20% e -25%). Apresentam-se os resultados nos quadros seguintes.

Quadro 5.5 - Variação: +5% do consumo assumido.

Centro de Consumo	Custo Total do Investimento (€)	Custo (€/m ³ água) [t.a. 4% ; 20 anos]	Consumo (m ³ /dia)	Custo Unitário Médio (€/m ³ água)
1	317.318,00	0,06780	907,2	0,07813692
2	806.513,70	0,05744	2721,6	
3	3.739.152,67	0,09987	7257,6	
4	2.268.219,97	0,06058	7257,6	
5	2.376.785,79	0,08464	5443,2	

Quadro 5.6 - Variação: +10% do consumo assumido.

Centro de Consumo	Custo Total do Investimento (€)	Custo (€/m ³ água) [t.a. 4% ; 20 anos]	Consumo (m ³ /dia)	Custo Unitário Médio (€/m ³ água)
1	320.683,50	0,06541	950,4	0,08393000
2	820.008,06	0,05575	2851,2	
3	3.784.346,65	0,09648	7603,2	
4	2.770.171,36	0,07062	7603,2	
5	3.004.200,64	0,10212	5702,4	

Quadro 5.7 - Variação: -5% do consumo assumido.

Centro de Consumo	Custo Total do Investimento (€)	Custo (€/m ³ água) [t.a. 4% ; 20 anos]	Consumo (m ³ /dia)	Custo Unitário Médio (€/m ³ água)
1	310.410,67	0,07331	820,8	0,07897192
2	776.115,31	0,06110	2462,4	
3	3.127.911,14	0,09234	6566,4	
4	2.199.424,38	0,06493	6566,4	
5	2.280.193,00	0,08975	4924,8	

Quadro 5.8 - Variação: -10% do consumo assumido.

Centro de Consumo	Custo Total do Investimento (€)	Custo (€/m ³ água) [t.a. 4% ; 20 anos]	Consumo (m ³ /dia)	Custo Unitário Médio (€/m ³ água)
1	306.856,59	0,07649	777,6	0,08185654
2	760.319,07	0,06318	2332,8	
3	3.084.294,84	0,09611	6220,8	
4	2.156.433,10	0,06719	6220,8	
5	2.229.709,74	0,09264	4665,6	

Quadro 5.9 - Variação: -15% do consumo assumido.

Centro de Consumo	Custo Total do Investimento (€)	Custo (€/m ³ água) [t.a. 4% ; 20 anos]	Consumo (m ³ /dia)	Custo Unitário Médio (€/m ³ água)
1	303.225,76	0,08003	734,4	0,08181346
2	743.560,31	0,06542	2203,2	
3	3.024.418,00	0,09978	5875,2	
4	1.811.002,79	0,05975	5875,2	
5	2.177.088,87	0,09577	4406,4	

Quadro 5.10 - Variação: -20% do consumo assumido.

Centro de Consumo	Custo Total do Investimento (€)	Custo (€/m ³ água) [t.a. 4% ; 20 anos]	Consumo (m ³ /dia)	Custo Unitário Médio (€/m ³ água)
1	299.509,24	0,08399	691,2	0,08373962
2	726.355,33	0,06790	2073,6	
3	2.837.232,07	0,09946	5529,6	
4	1.780.952,91	0,06243	5529,6	
5	2.119.529,47	0,09907	4147,2	

Quadro 5.11 - Variação: -25% do consumo assumido.

Centro de Consumo	Custo Total do Investimento (€)	Custo (€/m ³ água) [t.a. 4% ; 20 anos]	Consumo (m ³ /dia)	Custo Unitário Médio (€/m ³ água)
1	295.696,43	0,08845	648	0,07918846
2	705.532,95	0,07035	1944	
3	2.402.993,19	0,08985	5184	
4	1.744.101,36	0,06520	5184	
5	1.734.591,59	0,08650	3888	

Para uma melhor visualização dos resultados do custo unitário médio, apresenta-se também o gráfico "Variações vs Custo Unitário Médio" na figura seguinte. Os valores que aparecem ao lado da solução correspondem ao número de captações a efetuar para o respetivo resultado.

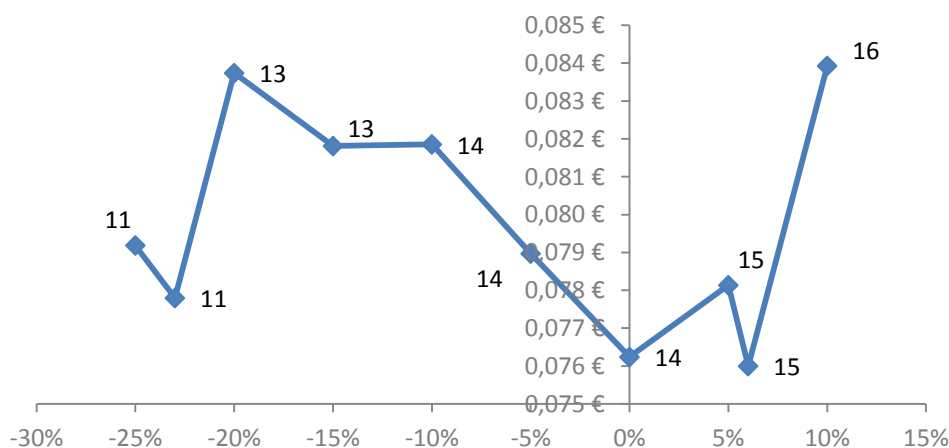


Figura 5.19 - Variações vs Custo Unitário Médio.

Como se pode verificar, para além das 7 variações iniciais, foram ainda tidas outras duas em consideração (+6% e -23%). Após reflexão conclui-se que o valor do custo unitário médio varia significativamente com alterações no número de captações na maior parte das vezes. O ideal seria ter um consumo hipotético diário onde Q_i fosse sempre igual a $Q_{i \text{ máx}}$, pois assim aproveitar-se-ia todo o potencial hídrico da fonte, fazendo com que os custos baixassem.

Para além da incerteza relativa às variações hídricas, surgiram outras interrogações referentes aos dados assumidos como certos. Será o valor assumido, de 70%, para rendimento das bombas de extração de água um valor coerente? Será a taxa de atualização de 4% um valor aceitável? Será que manter o custo constante do kWh ao longo dos 20 anos é uma abordagem correta? Para todas estas incertezas as possíveis alterações desses valores influenciam a função objetivo em apenas uma parcela, a terceira, a que tem em conta os custos de energia e cuja importância no bolo final aparece em segundo lugar com 13,64%.

Assim, e apesar de não se esperarem grandes variações no custo final do projeto, foram realizados alguns testes. Foram objetivo de estudo a alteração direta no custo de compra do kWh, a consideração do melhor ou pior rendimento das bombas, o uso de diferentes taxas de atualização e a consideração de um aumento no preço anual de compra da energia.

Quanto à alteração no preço de compra do kWh, testaram-se alguns valores que se apresentam no quadro 5.12. O impacto destas alterações, tal como se esperava, é módico quando comparado com o custo final do projeto.

Quadro 5.12 - Alteração do custo do kWh.

Custo (€/kWh)	Variação no custo final do projeto (%)
0,11	- 2,93
0,12	- 1,95
0,13	- 0,98
0,14	0,00
0,15	+ 0,97
0,16	+ 1,95
0,17	+ 2,92

Decidiu ainda calcular o custo do kWh a cobrar de modo a que a configuração designada como Solução Final e apresentada na figura 5.13 fosse alterada. Conclui-se que o custo de compra do kWh teria de ser pelo menos 0.191€/kWh. A configuração final das captações teria uma alteração mínima no centro de consumo 2, com o modelo a optar por escolher utilizar a captação 33 ao invés do 29.

Do mesmo modo, testou-se o impacto da consideração de um menor ou maior rendimento do grupo de bombas. Os resultados foram semelhantes e apresentam-se de seguida no quadro 5.13.

Quadro 5.13 - Consideração de diferentes rendimentos de bombas.

Rendimento (%)	Variação no custo final do projeto (%)
60	+ 2,27
65	+ 1,05
70	0,00
75	- 0,91
80	- 1,71

Como acima referido também se experimentou o uso de diferentes taxas de atualização com o mesmo objetivo, ou seja, saber qual o impacto no custo final do projeto. Mais uma vez, como era esperado, devido principalmente ao custo da energia apresentar uma parcela relativamente

baixa o impacto da alteração da taxa de atualização não tem grande influência no custo final do projeto. Os resultados apresentam-se no quadro 5.14.

Quadro 5.14 - Alteração da taxa de atualização utilizada

Taxa de Atualização Utilizada (%)	Variação no custo final do projeto (%)
2	+ 2,46
3	+ 1,15
4	0,00
5	- 1,01
6	- 1,91

Ainda com efeito na parcela dos encargos energéticos, testou-se um aumento anual no custo da energia de modo a verificar o resultado na variação do custo final do projeto. Com análise do estudo, chegou-se à conclusão que o aumento anual no custo do kWh teria um impacto significativo no custo final do projeto logo a partir dos 3% ou 4% de aumento anual, pois um aumento de 5% no custo do projeto corresponde a cerca de 440.000,00€. Os resultados apresentam-se no quadro 5.15.

Quadro 5.15 - Consideração de um aumento anual no custo do kWh

Aumento Anual no custo do kWh (%)	Variação no custo final do projeto (%)
1	+ 1,18
2	+ 2,51
3	+ 3,99
4	+ 5,66
5	+ 7,53

Pretendeu também fazer-se um estudo relativo ao impacto das alterações climáticas, isto é, devido às fortes ou fracas precipitações em períodos consideráveis, o nível estático do aquífero no concelho pode não corresponder neste momento à realidade encontrada em 1994 por Moinante *et al.*. Para isso, de uma forma muito simplificada fizeram-se 4 estudos com diferentes níveis estáticos iniciais, retirando ao nível encontrado em 1994 um e dois metros em todas as localizações para captações simulando uma época de baixa precipitação e adicionando um e dois metros os mesmo nível simulando temporadas com elevada precipitação na região desde 1994 de modo a saber qual a variação que essas alterações

causam no custo final do projeto. Chegou-se à conclusão que as alterações efetuadas tinham pouca importância nesse custo. Os resultados apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 5.16 - Consideração de possíveis alterações climáticas no custo final do projeto.

Variação no nível estático (m)	Variação no custo final do projeto (%)
- 2,00	+ 1,49
- 1,00	+ 0,75
0,00	0,00
+ 1,00	- 0,75
+ 2,00	- 1,50

5.3.4. Comparação dos resultados

Para além das análises realizadas fez-se também, tal como proposto, uma comparação com os resultados obtidos na dissertação para mestrado efetuada por Fragoso, 2002.

No entanto, devido à diferente modelação e à considerável diferença temporal, ao invés de uma comparação entre os valores finais do investimento resolveu fazer-se a substituição dos resultados obtidos em 2002 (afetação das captações aos centros de consumo) no modelo criado para esta dissertação.

Assim, apresenta-se no quadro 5.17 as afetações realizadas e no quadro 5.18 os resultados dessa simulação. A figura 5.20 mostra um gráfico de barras onde a azul se apresentam os resultados obtidos nesta tese e a vermelho os resultados de 2002.

Quadro 5.17 - Afetações obtidas pro Fragoso em 2002. Valores em m³/dia.

Captações	Centros de Consumo				
	1	2	3	4	5
16	0	0	2574,72	0	0
21	0	2496,96	0	0	0
23	864,00	0	0	0	0
27	0	95,04	0	0	0
30	0	0	0	1486,08	0
32	0	0	0	1451,52	0
33	0	0	1373,76	0	0
34	0	0	0	1477,44	0
38	0	0	1468,80	0	0
45	0	0	1494,72	0	0
46	0	0	0	0	1416,96
48	0	0	0	2496,96	0
49	0	0	0	0	1330,56
55	0	0	0	0	2436,48

Quadro 5.18 - Resultados do modelo considerando as afetações do quadro 5.17.

Custo de investimento na elaboração das captações	752.661,81 €
Custo de investimento no equipamento eletromecânico	85.023,37 €
Custo da eletricidade	657.107,53 €
Custo de investimento nas condutas	10.344.176,94 €
Custo final do investimento	11.838.969,65 €

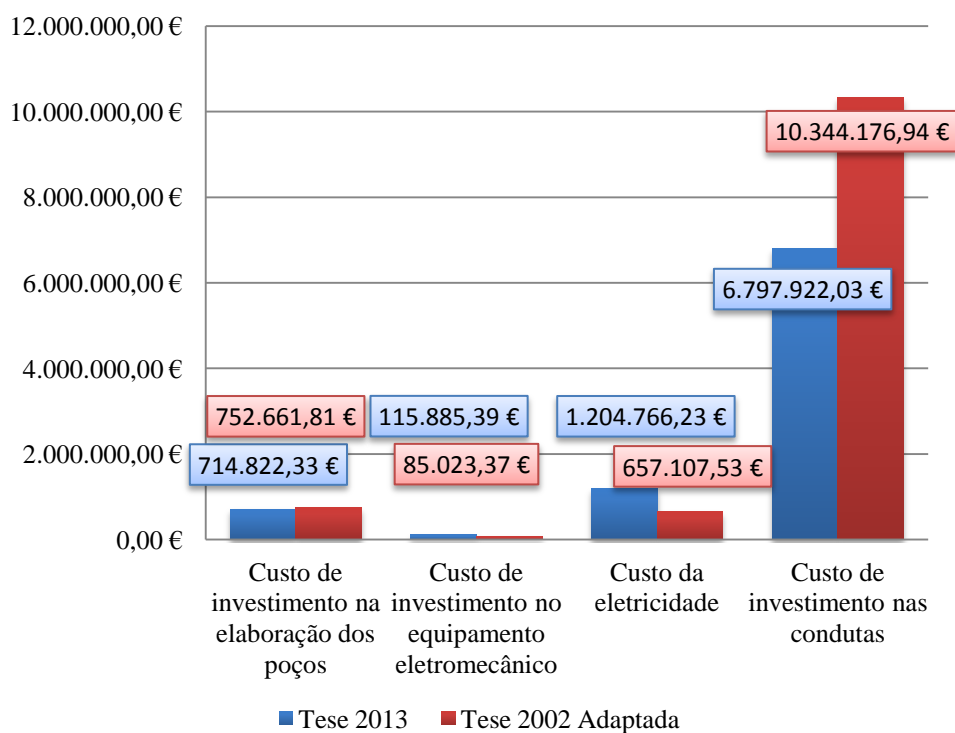


Figura 5.20 - Comparação gráfica Tese 2013 vs Tese 2002 Adaptada.

Observando o gráfico, surge maioritariamente uma interrogação. Porque é que o custo da eletricidade da solução de 2002 é apenas cerca de metade da solução de 2013? Isto deve-se ao facto de no modelo usado em 2002 os custos da eletricidade corresponderem a uma percentagem de cerca de 75% fazendo com que o algoritmo optasse por escolher captações com menor nível hidrodinâmico.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a realização deste trabalho, há várias ilações que podem ser tiradas.

Antes de apontar algumas conclusões mais em detalhe relativas ao custo final do m³ de água anunciado, devo referir que esse custo no nosso país, se situa, segundo Manuel Frexes (administrador das Águas de Portugal), entre os 2,5€ e os 3€. Comparando esse valor com o custo médio final apresentado para o concelho (0,076 €/m³) e com o consumo mensal na ordem dos 670.000 m³, os ganhos mensais rondam o milhão e seiscentos mil euros. Desse montante, naturalmente grande parte irá para despesas, mas com os valores apresentados é irrefutável a viabilidade do projeto.

Relativamente ao tempo e métodos usados para a resolução do modelo decisional, conclui-se que o DICOPT é uma boa ferramenta para resolução deste tipo de problemas, no entanto, apresenta bons resultados apenas para *startings points* próximos da solução final. Como se referiu em 4., o DICOPT é um *solver* que resolve o problema relaxado, ou seja, separando a parte não linear da parte inteira requerendo assim mais dois *solver*, um para resolver o modelo NLP e outro *solver* para resolver o modelo MIP. Para estes dois "sub-problemas" os *solvers* CONOPT e CPLEX provaram ser os mais rápidos e eficientes. Quando ao tempo de simulação, utilizando os *solvers* acima referidos é irrisório, não chegando sequer ao segundo de simulação.

Ao longo da realização da dissertação foram surgindo algumas ideias de potenciais trabalhos a realizar como apoio ou complemento à presente tese.

Devido à proximidade costeira dos centros de consumo, seria interessante poder comparar os valores de custo do m³ de água encontrados através da extração de água subterrânea realizada neste estudo com o custo do mesmo m³ de água através da dessalinização da água, processo que tem sido cada vez mais utilizado, principalmente pelos países do médio oriente.

Por fim, relativamente aos objetivos inicialmente propostos, considero que com maior ou menor dificuldade foram cumpridos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguado, E. e Remson, I. (1974). "Groundwater hydraulics in aquifer management". Journal of the Hydraulics division of the ASCE 100, pp. 103-118.
- Aguado, E. e Remson, I. (1980). "Groundwater management with fixed charges". Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 106, pp. 375-382.
- Aguado, E., Remson, I., Pikul, M. F. e Thomas, W. A. (1974). "Optimal pumping for aquifer dewatering". Journal of the Hydraulics Division, Vol. 100, pp. 860-877.
- Ahlfeld, D.P. e Heidari, M. (1994). "Applications of optimal hydraulic control to groundwater systems". Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 120, pp.350-365.
- Ahlfeld, D.P., Mulvey, J.M., Pinder, G.F. e Wood, E.F. (1988). "Contaminated groundwater remediation design using simulation, optimization, and sensitivity theory". Water Resources Research, Vol. 24, pp. 431-441.
- Alley, W., Aguado, E. e Remson, I. (1977). "Aquifer management under transient and steady-state conditions. Water Resources Bulletin. Paper 76051, pp. 963-972.
- Almeida, C., Mendonça, J., Jesus, M. e Gomes, A. (2000). "Atualização do Inventário dos Sistemas Aquíferos de Portugal Continental [Update of the inventory on aquifer systems in continental Portugal]". Centro de Geologia da Faculdade de Ciências e Tecnologias de Lisboa e Instituto da Água, Lisboa.
- Baú, D. e Mayer, A. (2006). "Stochastic management of pump-and-treat strategies using surrogate functions". Adv Water Resour, Vol. 29, No.12, pp. 1901-1917.
- Baú, D. e Mayer, A. (2008). "Optimal design of pump-and-treat systems under uncertain hydraulic and plume distribution". J Cont Hydrol, Vol. 100, No.1-2, pp. 30-46.
- Buras, N. (1963). "Conjunctive operation of dams and aquifers". Journal of the Hydraulics division of the ASCE 89 (HY 6), pp. 111-131.
- Castle, E. e Lindeborg, K. (1961). "Economics of groundwater allocation". Misc. Pap. 108 Agr. Exp. Oreg. Sta. Univ., Corvallis, pp. 1-33.
- Cosgrove, D. e Johnson, G. (2005). "Aquifer Management Zones Based on Simulated Surface-Water Response Functions". Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 131, pp. 89-100.
- Culver, T.B. e Shoemaker, C.A. (1992). "Dynamic optimal control for groundwater remediation with flexible management periods". Water Resources Research, Vol. 28, pp. 629-641.

- Cunha, M. (2006). "Gestão Integrada de Recursos Hídricos". Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.
- Datta, B. e Dhiman, S. D. (1996). "Chance constrained optimal monitoring network design for pollutants in groundwater". *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 122, pp. 180-188.
- Delgado Rodrigues, J. (1986). "Noções de hidrologia, introdução ao planeamento e gestão de recursos hídricos". LNEC.
- Deninger, R.A. (1970). "Systems analysis of water supply systems". *Water Resources Bulletin* Vol. 6, pp. 573-579.
- Dracup, J. (1966). "Optimum use of a groundwater and surface water: a parametric linear programming approach". Tech. Rep. 6-24, Hyd. Lab. Univ. of Calif., Berkeley, p. 134.
- Emch, P. G. e Yeh, W. W. G. (1998). "Management model for conjunctive use of coastal surface water and groundwater". *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 124, pp. 129-139.
- EPAL (2001). <http://www.epal.pt>. Empresa Portuguesa das Águas Livres, Lisboa.
- Farmani, R., Henriksen, H., Savic, D. e Butler, D. (2012). "An evolutionary Bayesian belief network methodology for participatory decision making under uncertainty: an application to groundwater management". *Integrated Environmental Assessment and Management*, Vol. 8, No. 3, pp. 456 -461.
- Filho, F., Lima, F., Fernandes, H., Fontes, S., Flexor, J. e Nascimento, F. (2004). "Estratégias de Integração Multi-Institucional da Gestão de Aquíferos no Semi-Árido: Da Intervenção a Sustentabilidade", Comunicação Técnica elaborada para o XIII Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, Cuiabá – MT, 19-22 de Outubro, 2004, 15p.
- Frade, A. (2009). "Gestão Integrada de Sistemas Aquíferos". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol..
- Fragoso, T. (2002). "Planeamento e Gestão de Sistemas Aquíferos – Aplicação a um Aquífero Português". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol..
- Fragoso, T., Cunha, M. and Lobo-Ferreira, J. (2009). "Optimal pumping from Palmela water supply wells (Portugal) using simulated annealing". *Hydrogeology Journal*, Vol. 17, pp. 1935-1948.
- Freeze, R. e Gorelick, S. (1999). "Convergence of stochastic optimization and decision analysis in the engineering design of aquifer remediation". *Ground Water*, Vol. 37, No.6, pp. 934-954.

- Gaur, S., Mimoun, D., e Grailot, D. (2011). "Advantages of the analytic element method for the solution of groundwater management problems". *Hydrological Processes*, Vol. 25, pp. 3426-3436.
- Georgakakos, A. e Vlasta, D. (1991). "Stochastic control of groundwater systems". *Water Resources Research*, Vol. 27, No. 8, pp 2077-2090.
- Gorelick, S. (1983). "A Review of Distributed Parameter Groundwater Management Modeling Methods". *Water Resources Research*, Vol. 19, No. 2, pp. 305-319.
- Gorelick, S. (1997). Incorporating uncertainty into aquifer management models. In: Dagan G, Neuman SP (eds) *Subsurface flow and transport*, pp 101-112. Cambridge University Press, Cambridge.
- Haimes, Y. (1973). "Integrated system identification and optimization for conjunctive of ground surface water. OWRR Report, Office of Water Resources Research, U.S. Geological Survey, Reston.
- Hamill, L. e Bell, F. G. (1986). "Groundwater Resource Development". Butterworths, London.
- Hantush, M. e Marino, M. (1989). "Chance-Constrained Model for Management of Stream-Aquifer System". *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 115, No. 3, pp. 259-277.
- Hipólito, J. e Vaz, A. (2011). "Hidrologia e Recursos Hídricos". IST Press, Lisboa.
- Instituto Português da Qualidade (2012). "Manual de Boas Práticas para Execução e Exploração de furos de Captação de Águas Subterrâneas". Comissão Sectorial para Água (CS 04), Caparica.
- Ivkovic, K. M., Croke, B. F. W., Letcher, R. e Evans, W. R. (2005). The development of a simple model to investigate the impact of groundwater extraction on river flows in the Namoi catchment, NSW Australia. In: *Where Waters Meet: NZHS-IAH-NSSSS Conference*, 28 November–2 December 2005, Auckland, New Zealand.
- Ivkovic, K. M., Letcher, R. A. e Croke, B. F. W. (2009). "Use of simple surface-groundwater interaction model to inform water management". *Australian Journal of Earth Sciences*, Vol. 56, pp. 71-80.
- Jonesm, L., Willism, R. e Yehm, W.W.G. (1987). "Optimal control of nonlinear groundwater hydraulics using differential dynamic programming". *Water Resources Research*, Vol. 23, pp. 2097-2106.
- Kocis, G. e Grossman, I. (1988). "Computational experience with DICOPT solving MINLP problems in process systems engeneering". Carnegie Mellon University, Pittsburgh.

- Lee, S. e Kitanidis, P.K. (1991). "Optimal estimation and scheduling in aquifer remediation with incomplete information". *Water Resource Research*, Vol. 27, pp. 2203-2217.
- Leitão, T. (2010). "Gestão Integrada e sustentável da qualidade das águas subterrâneas em Portugal - Contributos para um bom estado em 2015". Teses e programas de investigação, LNEC, Lisboa.
- Lencastre, A. e Franco, F. M. (1992). "Lições de Hidrologia". Universidade Nova de Lisboa, F.C.T..
- Levy, J. e Xu, Y. (2012). "Review: Groundwater management and groundwater/surface-water interaction in the context of South African water policy", *Hydrogeology Journal*, Vol. 20, pp. 205-226.
- Lobo Ferreira, J., Cunha, M., Chachadi, A., Nagel, K., Diamantino, C. e Oliveira, M. (2007). "Aquifer development planning to supply a seaside resort: a case study in Goa, India". *Hydrogeology Journal*, Vol. 15, pp. 1147-1155.
- Lobo Ferreira, J., e Migliari, E. (2001). "Contribuição para uma gestão otimizada das águas subterrâneas: fundamentos e aplicação a um caso de estudo em Portugal". *Recursos Hídricos*, Vol. 22, pp. 101-120.
- Lohman, S. W. (1972). "Ground-Water Hydraulics". Distribution Branch, Alexandria.
- Maddock III, T. (1972). "Algebraic technological function from a simulation model". *Water Resources Research*, Vol. 4, pp. 129-134.
- Maddock III, T. (1974). "The operation of a stream - aquifer system under stochastic demands". *Water Resources Research*, Vol. 10, pp. 12-10.
- Mantoglou, A. (2003). "Pumping management of coastal aquifers using analytical models of salt water intrusion". *Water Resources Research*, Vol. 39, pp. 1-12.
- Mayer, A., Kelley C. e Miller, C. (2002). "Optimal design for problems involving flow and transport phenomena in saturated subsurface systems". *Adv Water Resour*, Vol. 25, No. 8-12, pp. 1233-1256.
- McDonald, M. e Harbaugh, A. (1988). "A modular three-dimensional finite-difference groundwater flow model". U.S. Geological Survey, Washington.
- Moharram, S., Gad, M. Saafan, T. e Khalaf Allah, S. (2012) "Optimal Groundwater Management Using Genetic Algorithm in El-Farafra Oasis, Western Desert, Egypt". *Water Resource Management*, Vol. 26, pp. 927-948.
- Montazar, A., Riazi, H. e Behbahani S. (2010) "Conjunctive Water Use Planning in an Irrigation Command Area". *Water Resource Management*, Vol. 24, pp. 577-596.

- Morel-Seytoux, H. (1988). "Soil-aquifer-stream interactions - A reductionist attempt toward physical-stochastic integration. *Journal of Hydrology*. Vol. 102, pp. 355-379.
- Murtagh, B. A. e Saunders, M. A. (1987), 'MINOS 5.1 User's Guide', Tech. Rep. SOL 83-20R, Dep. Oper. Res., Stanford University, Stanford California. VER MELH.
- Oliveira, M. Moinante, M. e Lobo Ferreira, J. (1994). "Estudo da caracterização dos aquíferos e dos consumos de água na península de Setúbal". Contribuição do LNEC para o Relatório da HP. Relatório Final. Lisboa, LNEC, Relatório GIAS 37/94.
- Oliveira, M., Novo, M., Lobo Ferreira, J. e Moinante, M. (2000). "Plano de bacia hidrográfica do rio Tejo - 1ª fase - Análise e diagnóstico da situação atual. Anexo Temático 4 - Recursos hídricos subterrâneos, Tomo A - Caracterização do balanço hídrico subterrâneo". Estudo realizado para a Hidroelétrica Portuguesa - Consultores para Estudos e Projetos Lda., Relatório PBH - Tejo Proc. 607/1/13022 - LNEC.DH.GIAS, Lisboa.
- Orr, S. e Meystel, A. (2005). "Approaches to optimal aquifer management and intelligent control in a multiresolutional decision support system". *Hydrogeology Journal*, Vol. 13, pp. 223-246.
- Peralta, R., Azarmnia, H. e Takahashi, S. (1991). "Embedding and response matrix techniques for maximizing steady-state groundwater extraction: computational comparison". *Ground Water*, Vol. 29, pp. 357-363.
- Planeta Terra - Ciências da Terra para a Sociedade (2007 - 2009). <http://www.yearofplanetearth.org>. "Água subterrânea - reservatório para um planeta com sede?".
- Praveena, S. M., Abdullah, M. H. e Aris, A. Z. (2010). "Modeling for Equitable Groundwater Management". *Int. J. Environ. Res.* Vol. 4, Issue 3, pp. 415-426.
- Purkey, D. R., Huber-Lee, A., Yates, D. N., Hanemann M. e Herrod-Julius, S. (2007). "Integrating a climate change assessment tool into stakeholder-driven water management decision-making process in California". *Water Resource Management*, Vol. 21, pp. 315-329.
- Qin, X. S., Huang, G.H. e He, L. (2009). "Simulation and optimization technologies for petroleum waste management and remediation process control". *Journal of Environmental Management*, Vol. 90, pp. 54-76.
- Ratzlaff, S.A., Aral, M.M. e Al-Khayyal, F. (1992). "Optimal design of ground-water capture systems using segmental velocity-direction constraints". *Ground Water*, Vol. 30, pp. 607-612.

- Rejani, R., Madan, K. e Sudhindra, N. (2009). "Simulation-Optimization Modelling for Sustainable Groundwater Management in a Coastal Basin of Orissa, India". *Water Resource Management*, Vol. 23, pp. 235-263.
- Schrage, L. (1991). *LINDO user's manual*. The Scientific Press, Graduate School of Business, University of Chicago, Chicago.
- Shamir, U., Bear, J. e Gamliel, A. (1984). "Optimal annual operation of a coastal aquifer". *Water Resources Research*, Vol. 20, pp. 435-444.
- Siegfried, T., Bleuler, S., Laumanns, M., Zitzler, E. e Kinzelbach, W. (2009). "Multiobjective Groundwater Management Using Evolutionary Algorithms". *IEEE transactions on evolutionary computation*, Vol. 13, No. 2, pp. 229-242.
- Sinelli, O., Davino, A., Souza A., Gonçalves, N. e Teixeira, J. (1980). "Hidrogeologia da Região de Ribeirão Preto (SP)". *I Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, ABAS, Recife*, pp. 319 – 335.
- Singh, A. (2012). "An overview of the optimization modelling applications". *Journal of Hydrology*, Vol. 466-467, pp. 167-182.
- Tung, Y. K. (1986). "Groundwater management by chance-constrained model". *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 12, No. 1, pp1-19.
- United Nations (2010). <http://www.un.org/esa/population/unpop.htm>. *World Populations Projects: 2010 Revision Population Database*.
- Wagner, B. (1995). "Recent advances in simulation optimization groundwater management". *Rev Geophys*, Vol. 33, pp. 1021-1028.
- Wang, D., Zhu, H., Wang, X., Zhang, Y., Han, D. e Xiang, N. (2011). "Groundwater Management in Shanghai, China: History, Problems and Recommendations". *Institute of Electrical and Electronics Engineers*.
- Willis, R. e Newman, B.A. (1977). "Management model for groundwater development". *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 103, pp. 159-171.
- Zagonari, F. (2010). "Sustainable, Just, Equal and Optimal Groundwater Management Strategies to Cope with Climate Change: Insights from Brazil". *Water Resour Manage*, Vol. 24, pp. 3731-3756.