



GÁS DA TERRA

PROJETO BIOMETANO ABRIGADA

ESTUDO HIDROLÓGICO/HIDRÁULICO MEMÓRIA DESCRITIVA

Lisboa, 15 de Abril de 2025



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO
00	15/04/2025	Emissão inicial



GÁS DA TERRA

PROJETO BIOMETANO ABRIGADA

ESTUDO HIDROLÓGICO/HIDRÁULICO

MEMÓRIA DESCRITIVA

ÍNDICE GERAL

1	INTRODUÇÃO E OBJECTIVOS	4
2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLIMÁTICA DA ÁREA EM ESTUDO	5
2.1	ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO E HIDROGRÁFICO.....	5
2.2	CLIMA.....	5
3	ESTUDO HIDROLÓGICO	6
3.1	PERÍODO DE RETORNO	6
3.2	CURVAS IDF	6
3.3	CARACTERIZAÇÃO DAS BACIAS	8
3.4	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	8
3.5	ESTABELECIMENTO DO HIETOGRAMA DE PRECIPITAÇÃO	9
3.6	PERDAS DE PRECIPITAÇÃO.....	10
3.7	CÁLCULO DE CAUDAIS	11
4	ESTUDO HIDRÁULICO	11
4.1	MODELO HIDRÁULICO	11
4.2	DIMENSIONAMENTO DE PASSAGENS HIDRÁULICAS	13
4.2.1	METODOLOGIA DE CÁLCULO	13
4.2.2	CRITÉRIOS.....	14
4.2.3	RESULTADOS DO CÁLCULO	15
5	CONCLUSÕES	15

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Precipitação média e máxima mensal (Abrigada).....	6
Figura 3.1 – Polígonos de Thiessen para os 27 postos udográficos utilizados no estudo de Brandão <i>et al</i> (2001)	7



Figura 3.2 – Curva IDF TR100 do posto de São Julião do Tojal	7
Figura 3.3 – Bacia afluente à área de intervenção.....	8
Figura 3.4 – Hietograma de precipitação.....	10
Figura 4.1 – DTM utilizado na análise hidráulica computacional.	12

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Distribuição mensal da temperatura média (°C)	5
Tabela 3.1 – Fórmulas utilizadas para cálculo do tempo de concentração.....	9
Tabela 3.2 – Características fisiográficas e tempo de concentração das sub-bacias hidrográficas analisadas.....	9



GÁS DA TERRA

PROJETO BIOMETANO ABRIGADA

ESTUDO HIDROLÓGICO/HIDRÁULICO

MEMÓRIA DESCRITIVA

1 INTRODUÇÃO E OBJECTIVOS

O presente documento corresponde à Memória Descritiva do Estudo Hidrológico e Hidráulico relativo ao acesso e recinto da central de biometano a construir em Abrigada, Alenquer.

Os principais objectivos do presente trabalho são:

- modelação hidráulica, englobando a determinação de áreas de inundação, velocidades e percurso do escoamento na área em estudo; e
- pré-dimensionamento e a verificação do funcionamento hidráulico das passagens hidráulicas (PH) a executar na via de acesso principal prevista.

Este documento inicia-se com a presente Introdução, a que se segue, no capítulo 2, uma breve caracterização física e climática da área de estudo. No capítulo 3 encontra-se a descrição do estudo hidrológico realizado. No capítulo 4 descreve-se o dimensionamento de passagens hidráulicas, indicando-se também os critérios escolhidos. Finalmente, no capítulo 5 tecem-se algumas considerações finais.



2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLIMÁTICA DA ÁREA EM ESTUDO

2.1 ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO E HIDROGRÁFICO

A área analisada no presente Estudo situa-se na União de Freguesias de Abrigadas e Cabanas de Torres, concelho de Alenquer, distrito de Lisboa, Portugal.

A central de biometano localizar-se-á numa área situada a nascente de Abrigada, próximo da povoação de Marés, a Sul da serra de Montejunto.

Na área de estudo tem origem diversas pequenas linhas de água, que confluem numa principal que escoia aproximadamente no sentido E-O, paralelamente à via de acesso à central. Esta linha de água é afluente de uma outra designada por Vale Choupo que é, por sua vez, um afluente da margem esquerda do rio da Ota. Deste modo, a área de estudo insere-se na bacia hidrográfica do Tejo.

2.2 CLIMA

A área de estudo está climaticamente localizada numa região de subtipo Csa (clima mediterrânico de Verão quente), segundo a classificação de Köppen, caracterizada por um clima temperado de características mediterrânicas com Invernos húmidos e amenos e Verões muito quente e secos, altas insolações e evapotranspiração elevada.

A temperatura média anual é de 15,8°C, variando entre os 22,2°C em Agosto e os 9,9°C em Janeiro. A Tabela 2.1 apresenta as médias das temperaturas máximas, médias e mínimas ao longo do ano em Alenquer:

Tabela 2.1 – Distribuição mensal da temperatura média (°C)

Temperatura	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Média (°C)	9,9	10,5	12,6	14,2	17,0	20,1	21,5	22,2	20,7	17,6	13,0	10,7
Mínima (°C)	6,6	6,8	8,6	10,3	12,7	15,5	17,0	17,5	16,4	13,9	9,8	7,4
Máxima (°C)	13,8	14,8	17,1	18,8	21,9	25,6	27,3	28,3	26,4	22,1	16,8	14,6

Fonte: <https://pt.climate-data.org/europa/portugal/alenquer/alenquer-55165/>

A precipitação média anual, calculada a partir de uma série de 26 anos completos de registos (entre 1979/80 e 2018/19) na estação meteorológica do SNIRH de Abrigada, é de 660 mm. Em média, 73% da precipitação média anual ocorre em metade do ano, entre Outubro e Março. Na Figura 2.1 apresenta-se a variação média mensal da precipitação média, bem como a precipitação máxima de cada mês registada na série da estação meteorológica de Abrigada.

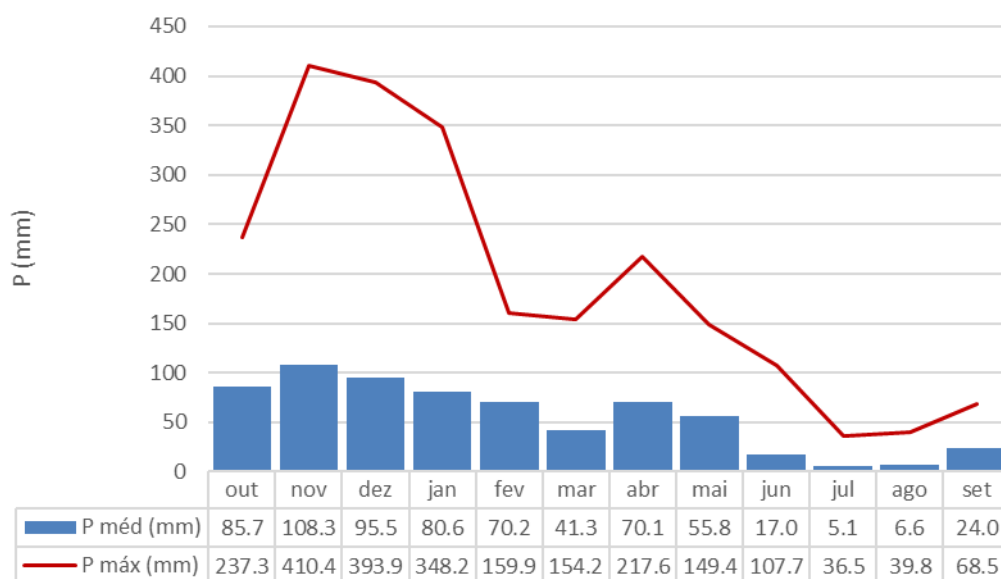


Figura 2.1 – Precipitação média e máxima mensal (Abrigada)

3 ESTUDO HIDROLÓGICO

3.1 PERÍODO DE RETORNO

O período de retorno considerado no cálculo de caudais foi de 100 anos.

3.2 CURVAS IDF

No cálculo da intensidade de precipitação foram utilizadas as curvas intensidade-duração-frequência (IDF) estabelecidas em BRANDÃO, C., RODRIGUES, R. e COSTA, J. P. da (2001), “Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal continental”, Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos, Lisboa.

A selecção do posto a utilizar foi feita a partir da divisão do território continental português em polígonos de Thiessen que se encontra em PORTELA, M.M. (2006), “Estimação de precipitações intensas em bacias hidrográficas de Portugal Continental”, Recursos Hídricos, Vol. 27(1), pp. 15-32, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos (APRH), Lisboa.

Desta forma foi seleccionado o posto de São Julião do Tojal (20C/01).



Posto udográfico	
Código	Designação
02G/09	Casal Soeiro
05T/01	Miranda do Douro
03M/01	Chaves
03E/03	Viana do Castelo
10F/01	Aveiro (Universidade)
10H/01	Caramulo
11I/01	Santa Comba Dão
11L/05	Penhas Douradas
12L/03	Covilhã
12G/01	Coimbra (IG)
13L/02	Gralhas
21C/06	Lisboa (IGIDL)
21C/02	Lisboa (Portela)
20C/01	S. Julião do Tojal
18M/01	Portalegre
20I/01	Pavia
22J/02	Évora-Cemitério
25J/02	Beja
26D/01	Sines
27G/01	Relíquias
30J/02	Catraia
31J/01	S. Brás de Alportel
30M/01	Figueirais
31F/01	Praia da Rocha
30F/01	Monchique
31J/02	Faro
30M/02	Vila Real de Santo António

Figura 3.1 – Polígonos de Thiessen para os 27 postos udográficos utilizados no estudo de Brandão *et al* (2001)

Na Figura seguinte mostra-se a curva IDF com período de retorno 100 anos e duração até 24h do posto de São Julião do Tojal:

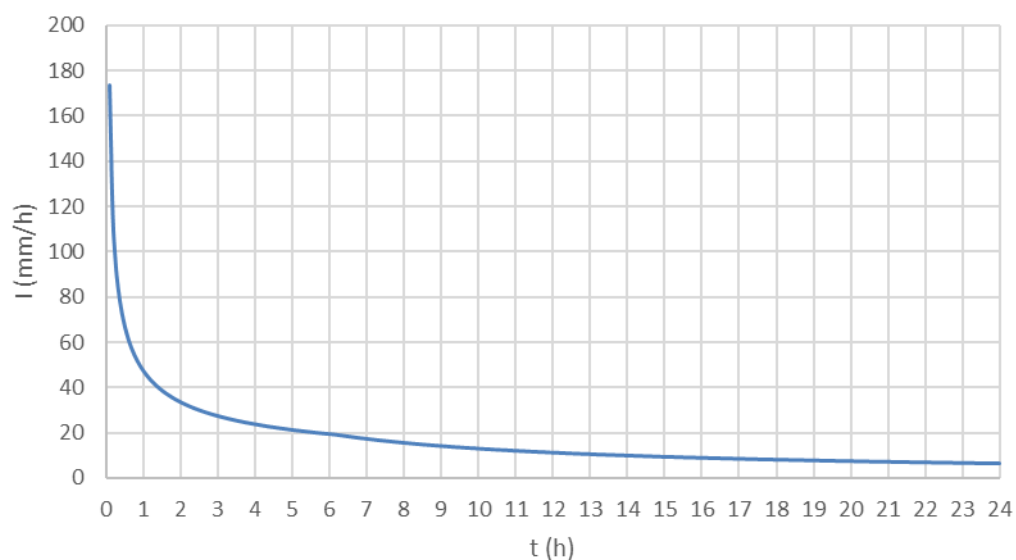


Figura 3.2 – Curva IDF TR100 do posto de São Julião do Tojal

3.3 CARACTERIZAÇÃO DAS BACIAS

As bacias drenantes foram traçadas e caracterizadas sobre a cartografia militar à escala 1:25000 do IGeoE (Instituto Geográfico do Exército).

A caracterização das bacias incluiu:

- a medição da sua área e do comprimento da linha de água principal;
- a determinação das duas cotas características (cotas máxima, mínima e associadas a 85% e 10% do comprimento do talvegue); e
- cálculo do desnível da bacia (Δh), da sua altura média (H), do seu declive médio (J) e do declive entre as cotas associadas a 85% e 10% do comprimento do talvegue ($d_{10:85}$).

Na Figura seguinte mostra-se a maior bacia externa afluente à área de intervenção, assinalada a vermelho:

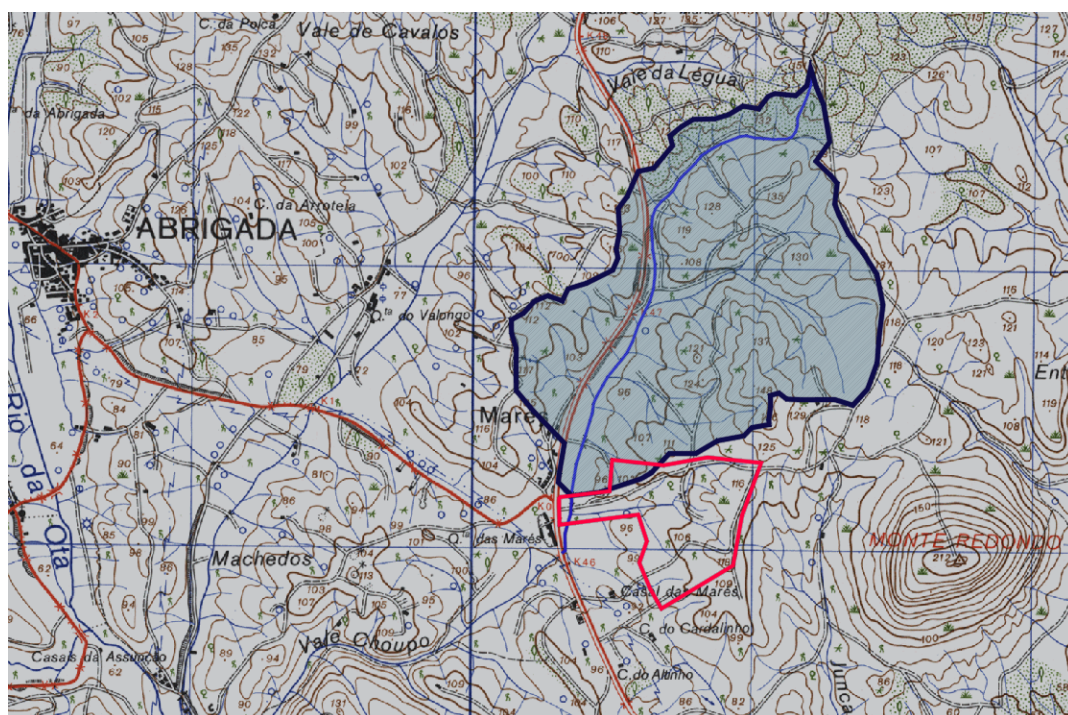


Figura 3.3 – Bacia afluente à área de intervenção

Esta bacia, da linha de água do Vale Choupo, tem 1,15 km².

3.4 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração das bacias foi calculado usando as fórmulas de Giandotti, Temez, Kirpich, Ventura, Chow, NERC (Natural Environment Research Council) e SCS (Soil Conservation Service).

Na Tabela 3.1 são apresentadas as fórmulas utilizadas.



Tabela 3.1 – Fórmulas utilizadas para cálculo do tempo de concentração.

Fórmula	tc (min)
Giandotti	$tc = [(4A^{0,5} + 1,5.L) / (0,8 * H^{0,5})] * 60$
Temez	$tc = 0,3 \times (L / J^{0,25})^{0,76}$
Kirpich	$tc = 0,0663 \times L^{1,155} / (\Delta h / 1000)^{0,385}$
Ventura	$tc = 240.(A.L / \Delta h)^{0,5}$
Chow	$tc = 0,08733.[L / (J/1000)]^{0,5}^{0,64}$
SCS	$tc = 100.L^{0,4}.(1000/CN-9)^{0,7} / (1900.(J \times 100)^{0,5})$

Sendo: tc (min), o tempo de concentração da bacia; A (km²), a área da bacia hidrográfica; L (km), o comprimento da linha de água principal; H (m), a altura média da bacia; J (m/m), o declive médio do curso de água principal; e Δh (m), diferença de cotas entre as extremidades. Na fórmula do SCS o comprimento L entra em pés e CN é o número do escoamento.

O tempo de concentração escolhido para o cálculo dos caudais corresponde à média aritmética dos tempos de concentração calculados (limitado a um mínimo de 5 minutos), excluindo os valores máximo e mínimo.

Na Tabela 3.2 apresenta-se as principais características fisiográficas das sub-bacias hidrográficas analisadas:

Tabela 3.2 – Características fisiográficas e tempo de concentração das sub-bacias hidrográficas analisadas

Bacia	Comprimento da linha de água principal (km)	Desnível da linha de água principal (m)	Área da bacia (km ²)	tc adoptado (min)
Vale Choupo	1,908	69	1,154	58

3.5 ESTABELECIMENTO DO HIETOGRAMA DE PRECIPITAÇÃO

A partir das curvas IDF foi estabelecido o hietograma de precipitação 100 anos de período de retorno.

A duração considerada para o hietograma foi de aproximadamente três vezes o tempo de concentração estimado para a maior bacia que atravessa a área de estudo (que é de 58 min), o que levou a adotar uma duração total do hietograma de 3,0 h.

O hietograma é construído usando a expressão:



$$P_n = P_n(t) - P_{n-1}(t)$$

em que P_n corresponde à precipitação do bloco n e $P(t)$ à precipitação com duração t .

Os blocos de precipitação foram organizados dispondo o bloco com maior precipitação no centro do hietograma e os restantes blocos dispostos, por ordem decrescente, alternadamente à direita e à esquerda do bloco central.

Na Figura seguinte mostra-se o hietograma de precipitação com período de retorno 100 anos calculado:

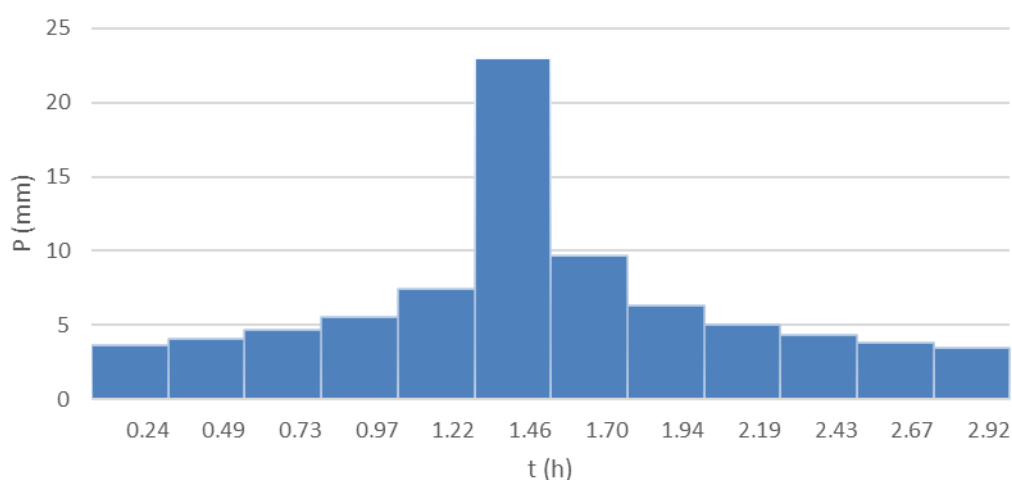


Figura 3.4 – Hietograma de precipitação

3.6 PERDAS DE PRECIPITAÇÃO

O número do escoamento (CN) foi estimado sobrepondo a carta que indica a distribuição nacional dos números de escoamento (SNIRH, Julho 2009), para condições prévias de humedecimento do solo AMC-II.

A conversão do CN para o limite superior AMC-III, supondo que o solo se encontra saturado na altura da chuvada, foi feita utilizando a expressão:

$$CN_{AMC-III} = 23CN_{AMC-II} / (10 + 0,13CN_{AMC-II})$$

Assim, estimou-se um CN de 81 para a área de estudo.

O modelo integrado no HEC-HMS considera que as perdas iniciais de precipitação (devidas a infiltração, evapotranspiração, etc.) são iguais a $0,2 \times S$ (em que S é a capacidade máxima de retenção). No entanto:

- A única análise crítica do valor do factor ψ para Portugal continental de que se tem conhecimento é apresentada em Correia (1984), que afirma que o valor médio de 0,2 proposto pelo SCS não foi verificado “de forma inteiramente



concludente”, reconhecendo, aquele autor, que tal valor conduz a precipitações efetivas muito baixas em consequência das elevadas perdas iniciais de precipitação. Por este motivo, Correia (1984) propõe um método de cálculo iterativo que, actuando sobre a própria duração da chuvada, conduz a menores perdas iniciais;

- Em Portela *et al.* (2000) é referido que se deve adoptar $\psi=0$ como forma de reduzir, à custa da eliminação das perdas iniciais, as perdas totais de precipitação que obtiveram naquela bacia hidrográfica e que reconheceram como nitidamente excessivas. Por este motivo, consideraram-se nulas as perdas iniciais de precipitação no HEC-HMS.

Os hietogramas são introduzidos no programa HEC-HMS numa bacia hidrográfica genérica com os números de escoamento do SCS estimados. Os resultados obtidos através da simulação serão introduzidos como condições de fronteira no modelo do HEC-RAS para a área interior da central fotovoltaica.

3.7 CÁLCULO DE CAUDAIS

De acordo com os pressupostos acima indicados, estimou-se que a linha de água afluente (Vale Choupo) terá um caudal de ponta de cheia da ordem dos $6,3 \text{ m}^3/\text{s}$ – este será o caudal de dimensionamento da PH a prever no acesso à central.

O hidrograma afluente resultante da aplicação de um hietograma com 3x a duração do tempo de concentração terá um pico de $8,3 \text{ m}^3/\text{s}$.

4 ESTUDO HIDRÁULICO

4.1 MODELO HIDRÁULICO

A versão 6 do HEC-RAS (*software* gratuito disponível para *download* na *internet*, desenvolvido pelo United States Army Corps of Engineers), permite executar a simulação em duas dimensões de escoamentos variáveis através da utilização das equações de Saint-Venant ou das equações de difusão da onda.

O modelo a duas dimensões utiliza as condições de conservação de volume e momento, ou seja, o volume de água introduzido nos hidrogramas afluentes é movido ao longo do domínio do modelo digital do terreno (DTM). Tal significa que o volume de água que sai do domínio do DTM através da(s) sua(s) condição(ões) de fronteira de jusante somado ao volume armazenado em albufeiras ou outras depressões do terreno tem de ser igual ao volume do(s) hidrograma(s) de cheia afluente(s) introduzido(s) no modelo para garantir o sucesso da simulação. A conservação do volume torna-se deste modo num importante instrumento de verificação da qualidade da modelação (*i.e.*, da sua estabilidade numérica e da sua precisão).

Os modelos a duas dimensões são geralmente regidos pelas equações da continuidade e da onda dinâmica. Estas equações são usualmente resolvidas através do método central das diferenças finitas. Este método modela a progressão da onda de cheia ao

longo do tempo através do domínio do DTM. Os cálculos hidráulicos são influenciados de modo mais relevante pela topografia do terreno e pela rugosidade da superfície de cada célula da malha de cálculo pela qual se processa o escoamento.

No caso da versão 6 do HEC-RAS, o *software* resolve todas as equações de Barré – Saint-Venant a duas dimensões, incluindo o efeito de Coriolis e a dispersão do momento causada pela turbulência horizontal.

A versão 6 do HEC-RAS é aceite internacionalmente como sendo um modelo bastante preciso de simulação do escoamento a duas dimensões, sendo inclusivamente recomendado pela agência ambiental americana (FEMA) para a produção de mapas de inundação e de risco de cheia.

Para desenvolver uma simulação precisa a duas dimensões, é importante a obtenção de um DTM pormenorizado da área de estudo, tal como o que foi realizado através do levantamento topográfico (Figura 4.1).

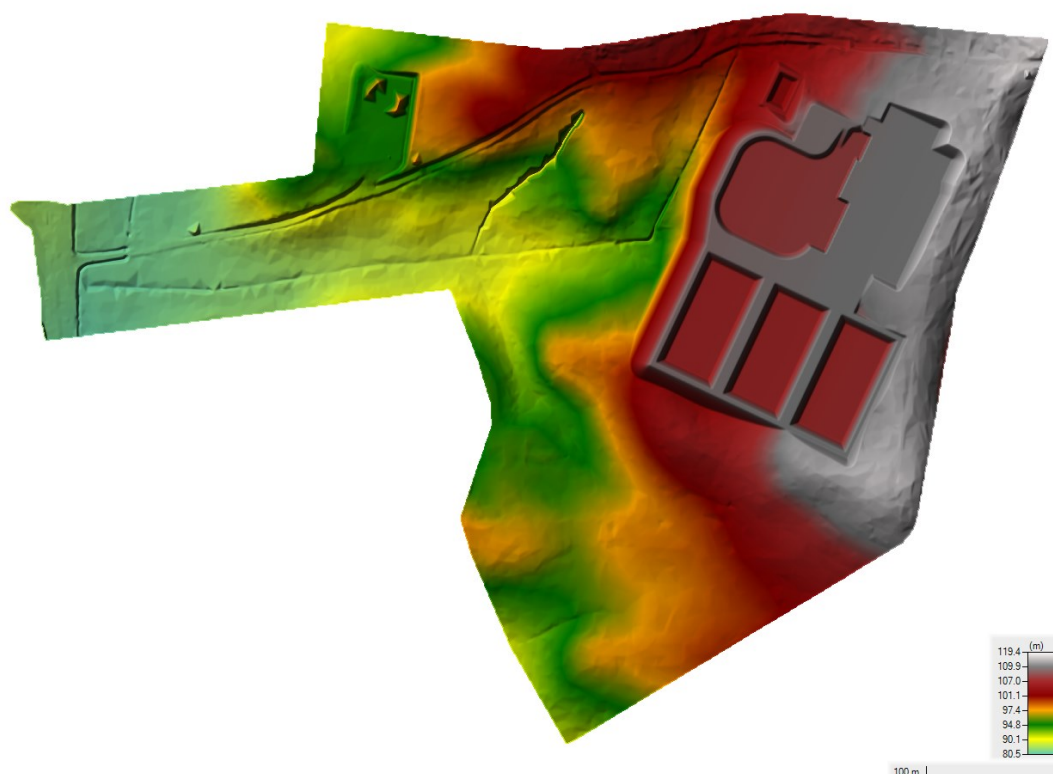


Figura 4.1 – DTM utilizado na análise hidráulica computacional.

No módulo DTM estabelecem-se malhas sobre as áreas onde é expectável que se processe o escoamento, definindo a dimensão das células e o intervalo temporal de simulação (*i.e.*, a duração de cada passo de cálculo). Estes dois factores são determinantes na precisão do modelo e devem ser escolhidos em função da qualidade e pormenorização do DTM (se este não for muito pormenorizado, quanto mais fechada



for a malha, mais o erro se propaga). A relação entre estes dois parâmetros define o número de Courant que deve ser o máximo possível próximo de 1:

$$u \frac{\Delta t}{\Delta x} \sim 1$$

Sendo u a velocidade de escoamento (m/s), Δt o intervalo de tempo decorrido entre cada passo e Δx a dimensão de cada célula.

No presente caso foi criada uma malha com 1x1m, contendo um total de 195545 células. O passo de cálculo usado foi $\Delta t = 0,5$ s.

Foi considerado um coeficiente de rugosidade de Manning de $0,04 \text{ s/m}^{1/3}$, o qual corresponde a terrenos naturais com vegetação rasteira.

Os resultados da simulação obtidos são mostrados nas peças desenhadas.

4.2 DIMENSIONAMENTO DE PASSAGENS HIDRÁULICAS

4.2.1 METODOLOGIA DE CÁLCULO

A metodologia utilizada no pré-dimensionamento e verificação da PH foi a do U.S. Department of Transportation¹. De uma forma resumida, o método determina que se faça o cálculo da altura de água a montante (H_w) supondo controlo à entrada (função do caudal, diâmetro, tipo de entrada e inclinação) e controlo à saída (função de caudal, diâmetro, inclinação e também do comprimento do aqueduto, perda de carga no escoamento e altura de água a jusante). Comparando os valores obtidos, o mais alto (mais desfavorável) indicará o tipo de escoamento a ser considerado para a situação de cálculo.

No cálculo começou-se por verificar que a inclinação do aqueduto a executar corresponde a um declive forte, com vista ao estabelecimento de um regime de escoamento rápido no interior do aqueduto, com controlo a montante, condição favorável ao escoamento eficiente dos caudais de cheia.

No caso de controlo à entrada, a equação utilizada para cálculo da altura de escoamento à entrada, no caso desta não estar afogada, é:

$$H_w = h_c + \{K[1,811Q/(AD^{0,5})]^M + K_s S\}.D$$

onde: H_w (m), é a altura do escoamento à entrada; h_c (m) é a altura crítica do escoamento no interior do aqueduto; K e M são constantes parametrizadas e tabeladas no documento da FHWA; A (m^2) é a secção do escoamento; D (m) a altura interior do

¹ Federal Highway Administration (2012), "Hydraulic Design of Highway Culverts. Third edition", Hydraulic Design Series Number 5.



aqueduto; K_s uma constante de acerto da inclinação; e S (m/m) a inclinação do aqueduto.

A equação anterior é válida para valores de $Q/AD^{0.5}$ até 2,21. Acima deste valor deverá utilizar uma equação alternativa para entrada submersa:

$$H_w = \{c[1,811Q/(AD^{0.5})]^2 + Y + K_s S\}.D$$

onde c e Y são constantes tabeladas no documento da FHWA.

Para a situação de controlo à saída, calculou-se H_w a partir da expressão

$$H_w = T_w + \Delta H - L.S$$

onde: T_w (m) é a altura de água a jusante; ΔH (m) a perda de carga do escoamento em pressão através do aqueduto; L (m) o comprimento do aqueduto; e S (m/m) a sua inclinação.

A equação utilizada para cálculo da perda de carga no aqueduto é

$$\Delta H = (1 + K_e + 19,63n^2L/R^{1.33}).v^2/2g$$

onde: K_e (m) representa um coeficiente de perda de carga à entrada (=0,3); n é o coeficiente de Manning (usou-se 0,014 para aquedutos de betão); L (m) é o comprimento da PH; R (m) o raio hidráulico da secção interior cheia; v (m/s) a velocidade do escoamento; e g (m/s²) a aceleração da gravidade.

4.2.2 CRITÉRIOS

Privilegiou-se o dimensionamento de PH com escoamento em regime rápido e controlo a montante, com uma relação H_w/D máxima de 1,2. Limitou-se a velocidade máxima de escoamento a 4.5 m/s – valor considerado limite para colocação de tapetes de enrocamento na dissipação de energia à saída de aquedutos².

De uma forma geral, foram arbitradas: inclinação de 1%; e a cota de soleira à entrada considerando 1 m de recobrimento.

Usando estes critérios, procurou-se que a folga da altura do escoamento à entrada do aqueduto (H_w) em relação à cota de pavimento fosse superior a um mínimo de 0,5 m.

Considerou-se que a PH deverá ser constituída por uma única tubulação.

O corte longitudinal tipo da Passagem Hidráulica é apresentada na figura seguinte.

² MARTINS, F.J.P. (2000), “Dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais”, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra.

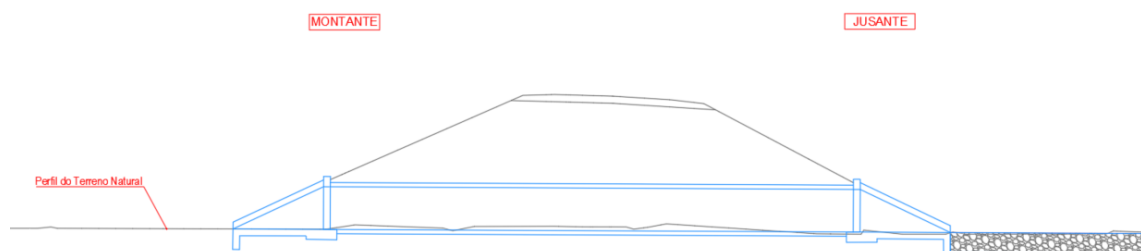


Figura 4.2 – Corte longitudinal tipo da Passagem Hidráulica proposta

4.2.3 RESULTADOS DO CÁLCULO

O cálculo efectuado aponta para que se deva instalar uma *box culvert* com 2,0x1,0 m no Vale Choupo.

Propõe-se também uma passagem hidráulica situada proximamente à entrada na UP, sobre uma linha de água não denominada na cartografia. O caudal desta linha de água é muito reduzido ($0,20 \text{ m}^3/\text{s}$), pelo que se propõe a adoção do diâmetro mínimo de 1000 mm.

5 CONCLUSÕES

No presente estudo elaborou-se o estudo hidrológico e hidráulico das linhas de água que interessam o recinto onde será construída a central de biometano de Abrigada, Alenquer e o respectivo acesso.

Procedeu-se igualmente ao pré-dimensionamento e à verificação do funcionamento hidráulico da PH que será necessário executar no acesso.

A análise feita neste âmbito corresponde a um pré-dimensionamento dos órgãos hidráulicos previstos, que deverá ser confirmado e/ou adaptado, caso necessário, em fases subsequentes do projeto, nomeadamente quando estiver disponível uma maior definição e detalhamento da rede viária.