

**TAGUSPARK**

**CONTRIBUTOS PARA AS RESPOSTAS À CCDR**

**Julho 2022**

### **1.3.1**

- 1.3.1. Dimensionamento da passagem hidráulica para o caudal correspondente à cheia centenária, localizada na linha de água a sul da área do projeto, e que permitirá o seu atravessamento através do arruamento designado "Eixo 2".

A fase de Projecto em que se encontra o trabalho apresentado ainda não é a de Execução, não se dispondo por enquanto de elementos para o correcto dimensionamento pretendido, nomeadamente em termos de modelação geral, arranjos exteriores e cotas definitivas de projecto.

Assim, não sendo nesta altura possível chegar a esse detalhe, no entanto desde já se poderão enunciar, em traços gerais, os princípios e parâmetros de base que nortearão a solução que posteriormente se proporá, a saber:

- Período de Retorno – 100 anos;
- Número de Escoamento (“Curve Number”) – Obtido a partir dos elementos constantes do *site* “SNIAmb” da APA (aí apresentado em AMCII),
- Estado anterior de humidade do solo – AMCIII, ou seja, quase saturado;
- Curvas I-D-F – As propostas por BRANDÃO et al.;
- Hietograma de precipitação – Discretizado em blocos alternados;
- Tempo de concentração – Testar-se-ão diversas formulações, entre elas as do *Soil Conservation Service (SCS)* e de *Temez*;
- Hidrograma unitário - O sintético do SCS;
- Modelo de cálculo – O modelo norte-americano *HEC-HMS*.

Com estes pressupostos será calculado o hidrograma de cheia e, conseqüentemente, o caudal de ponta a adoptar para o dimensionamento.

A Passagem Hidráulica (PH) a prever terá então não só de ter capacidade para escoar esse caudal de ponta como, também, a configuração da sua obra de entrada não poderá introduzir problemas energéticos que possam dificultar a entrada dos caudais e, eventualmente até, regolfos de elevação ou ressaltos hidráulicos,

Finalmente, haverá também uma obra de saída que fará a restituição em meio natural, obra essa que protegerá a descarga de forma a não causar outro tipo de problemas, nomeadamente de erosões localizadas.

Em fase posterior do projecto todos estes aspectos serão desenvolvidos, apresentando-se uma solução correctamente dimensionada a partir das linhas mestras aqui anteriormente apresentadas.

Finalmente, é de referir que esta PH terá dimensões pouco significativas pois refere-se a um troço praticamente de cabeceira da respectiva bacia hidrográfica.

### **1.3.2**

- 1.3.2. Demonstração de que a passagem hidráulica existente sob a EN249-3 tem capacidade de vazão para o caudal com um período de retorno de 100 anos, resultante do aumento da área impermeabilizada e da descarga de águas pluviais na correspondente linha de água.

## 1. INTRODUÇÃO

Apesar de, como se explicou no ponto anterior, esta ser ainda uma fase embrionária do trabalho, tentar-se-á sumariamente demonstrar a capacidade da PH em causa, já que este é um aspecto absolutamente decisivo para a exequibilidade do desenvolvimento urbanístico em causa.

Como é evidente, estes serão cálculos preliminares, mas que, no entanto, por certo muito se aproximarão dos a obter em fase posterior, sendo que, como adiante se demonstrará, ainda se disporá de uma folga significativa em relação ao caudal máximo escoável na PH em causa.

Assim, ir-se-á analisar a capacidade e o comportamento hidráulico da Passagem Hidráulica (PH) existente sob a Estrada de Leão/EN249-3, quer na situação actual, quer face às alterações previstas na sua zona adjacente de montante, com a futura implantação desta fase do TAGUSPARK.

A PH objecto de estudo atravessa transversalmente a EN249-3, sendo constituída por dois colectores circulares de betão DN1000 e inclinação de 4,0% (ver Fig. 1).

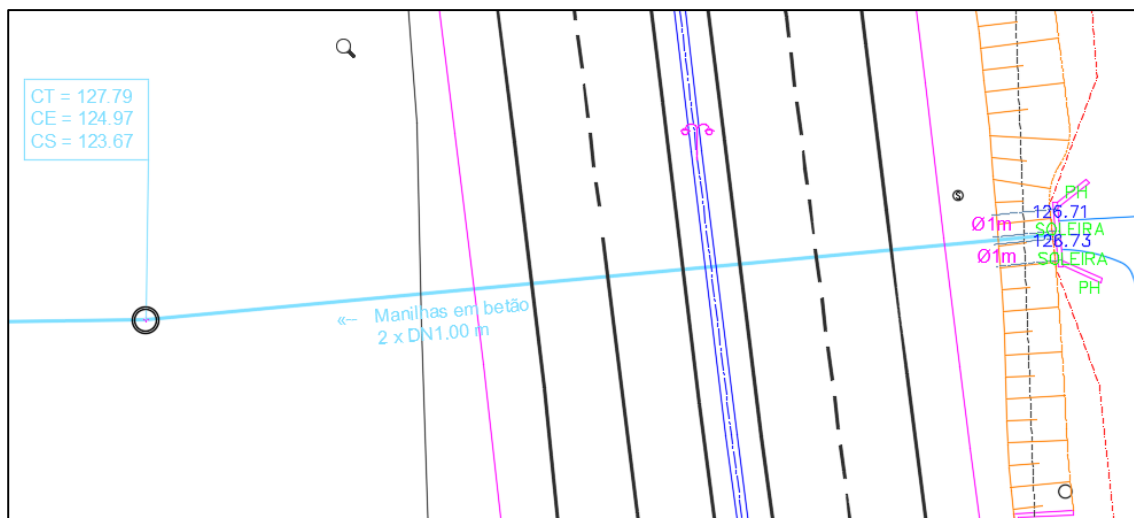


Fig. 1 – Planta do Levantamento da PH Existente (Extracto)

Assim, a presente análise terá como objectivo verificar, através de uma análise hidrológica e hidráulica, a capacidade de escoamento da PH existente para os caudais de cheia em causa, nomeadamente os correspondentes à chamada “cheia centenária”, ou seja, a cheia

correspondente a uma precipitação com um período de retorno de 100 anos e para as duas situações atrás referidas: actual e após implantação do desenvolvimento urbanístico previsto.

Assim, garantir-se-á que o escoamento se processará minimizando os riscos de inundação para a envolvente e sem transbordamentos na zona em causa, de forma a defender ao máximo a integridade de pessoas e bens.

## 2. BASES DE TRABALHO

As bases de trabalho utilizadas foram as seguintes:

- Carta militar 430, à escala 1:25.000;
- Levantamento topográfico da zona à escala 1:1.000;
- Levantamento fotográfico;
- Visitas ao local;
- Projectos anteriores para o mesmo local;
- Cadastro das redes de esgotos (SIMAS);
- Site <https://sniamb.apambiente.pt/SNIAmb>;
- Legislação em vigor.

### 3. ANÁLISE HIDROLÓGICA

#### 3.1 INTRODUÇÃO

Para determinação dos caudais de cálculo foi analisada a bacia hidrográfica contributiva para a PH a fim de, seguidamente, se estimar o regime de caudais afluentes e respectivos hidrogramas. Nos subcapítulos seguintes apresentar-se-ão os dados de base, parâmetros calculados e resultados obtidos.

#### 3.2 DADOS DE BASE

##### BACIAS HIDROGRÁFICAS (actual e futura)

A análise hidrológica pressupõe a obtenção prévia de valores de parâmetros fisiográficos conducentes à caracterização das correspondentes bacias hidrográficas e redes de drenagem.

Assim, a partir dos levantamentos topográficos foram demarcadas as bacias hidrográficas com áreas contribuintes para a secção de montante da PH em estudo.



Fig. 2 – Bacia Hidrográfica – Situação Actual



Fig. 3 – Bacia Hidrográfica – Situação Futura

A partir daí criou-se o Quadro 1 com o resumo dos valores característicos das duas bacias hidrográficas.

Quadro 1 – Características Físicas das Bacias

|                                            |      | BACIA ACTUAL | BACIA FUTURA |
|--------------------------------------------|------|--------------|--------------|
| Área Total da Bacia                        | (ha) | 33           | 37           |
| Comprimento da linha de água principal (L) | (m)  | 400          | -            |
| Cota Máxima                                | (m)  | 146.3        | -            |
| Cota Mínima                                | (m)  | 127.7        | -            |
| Declive Médio                              | (%)  | 4.7          | -            |

As bacias indicadas serão utilizadas para os cálculos correspondentes às situações actual e futura, sendo que, nesta última, a bacia hidrográfica estará (parcialmente) urbanizada e, consequentemente, com uma maior impermeabilização.

## NÚMERO DE ESCOAMENTO

O Número de Escoamento (“Curve Number” - CN) é o parâmetro utilizado para caracterizar o solo, dependendo o seu valor do tipo hidrológico, respectiva ocupação e condições da superfície.

Para cada bacia determinou-se o respectivo CN a partir dos elementos constantes do *site* “SNIAmb” da APA (aí apresentados em AMCII, ou seja, para uma situação antecedente de humidade média do solo), parcialmente reproduzidos na Fig. 4.

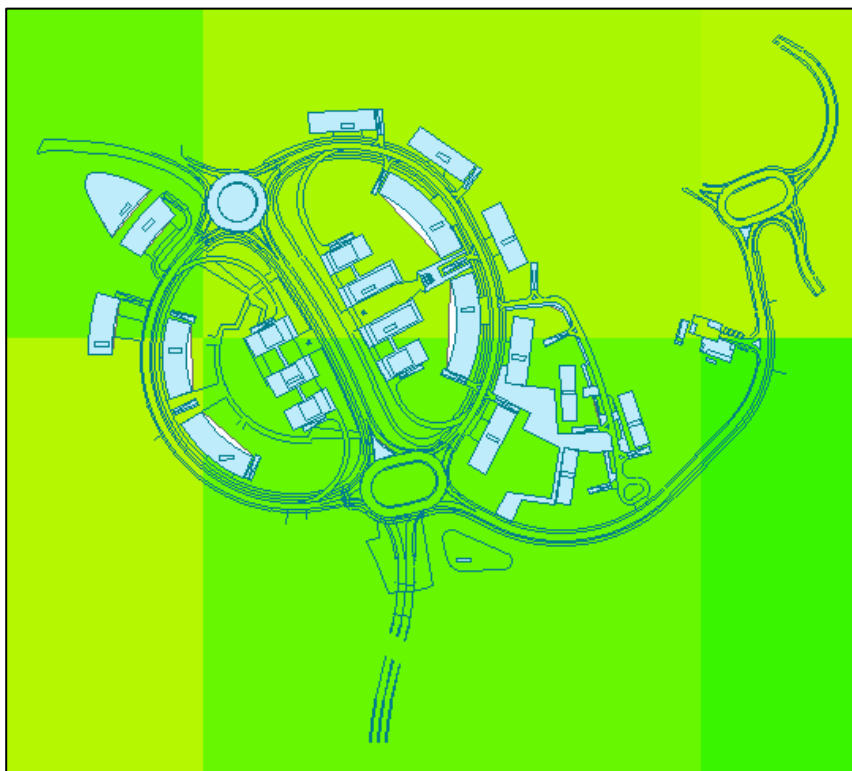


Fig. 4 – Carta do “Curve Number” (Fonte: SNIAmb) com Bacias Hidrográficas (em AMCII)

Como a área se divide quase equitativamente pelos dois “pixel” (o superior com CN de 75 e o inferior de 85), considerou-se, para esta fase do trabalho, a média dos dois, ou seja, um CNII de 82.

Considerou-se, para efeitos de cálculo de verificação, também a abordagem mais conservativa (e consequentemente a favor da segurança), ou seja, que o solo estava na situação mais desfavorável de quase saturado, consequentemente com CN em situação AMCI, como é correcto fazer para períodos de retorno elevados, tendo-se obtido o valor correspondente de CNII de 91.

Como se pode constatar pelos valores obtidos para o CN, o solo, mesmo em situação natural, é bastante impermeável.

### **TEMPO DE CONCENTRAÇÃO**

Na determinação de caudais de ponta, o tempo de concentração é um parâmetro dos mais importantes e característicos de uma bacia hidrográfica, já que é o tempo que a partícula cinematicamente mais afastada demora a atingir a secção terminal.

Em fase posterior de desenvolvimento do trabalho considerar-se-ão diversas formulações para o cálculo deste tempo, sendo que, para a aproximação necessária por agora, se adoptou a de *Temez*, que se apresenta de seguida:

$$tc = 0,3 \left( \frac{L}{S_{LA}^{0,25}} \right)^{0,76}$$

sendo:

- tc - Tempo de concentração, em h;
- L – Comprimento do curso de água principal, em km;
- S<sub>la</sub> – Declive médio da linha de água, em m/m.

Com esta metodologia obteve-se o tempo de concentração de 29.0 minutos.

### **PRECIPITAÇÕES DE PROJECTO**

Para o cálculo das precipitações de Projecto, admitiu-se que o período de retorno do acontecimento pluviométrico coincidia com o da correspondente cheia, tendo-se para isso adoptado as curvas intensidade-duração-frequência (IDF) propostas por BRANDÃO et al., 2001, para o posto udométrico de S. Julião do Tojal, conforme aprovado pela C.M. de Oeiras para as bacias do Concelho.

No Quadro 2 apresentam-se os valores da curva IDF propostas por BRANDÃO et al., 2001, referentes ao posto referido e para os Períodos de Retorno considerados.

Quadro 2 - Parâmetros para T=100 Anos das Curvas IDF  
( $i=a.t^b$ , com  $i$  em  $mm/h$  e  $t$  em  $min$ )

| T=100 anos |        |          |        |
|------------|--------|----------|--------|
| 5<t<=30min |        | 30<t<=6h |        |
| a          | b      | a        | b      |
| 433,58     | -0,569 | 355,32   | -0,493 |

### HIETOGRAMA DE PRECIPITAÇÃO

Para cada Período de Retorno criou-se um hietograma de precipitação discretizado em blocos alternados para uma chuvada total de 180min, ou seja, para uma duração muito superior às 3-4 vezes o maior tempo de concentração, valor bibliograficamente aconselhado como mínimo, mais uma vez a favor da segurança.

Na Fig. 5 apresenta-se o hietograma de precipitação correspondente ao período de retorno considerado.

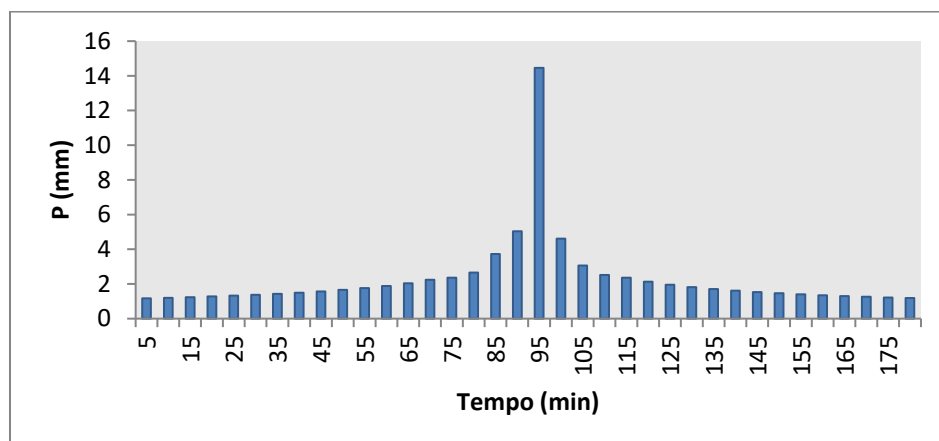


Fig. 5- Hietograma de Precipitação – T=100 Anos

## 3.3 MODELO DE CÁLCULO

### INTRODUÇÃO

Para o cálculo dos caudais de ponta de cheia e respectivos hidrogramas utilizou-se o modelo norte-americano *HEC-HMS*. O *HEC-HMS* é um modelo de simulação de acontecimentos, desenvolvido pelo *U.S. Army Corps of Engineers* e que permite a caracterização da cheia decorrente de um acontecimento pluviométrico.

Para o hidrograma unitário necessário para a utilização do referido modelo, optou-se pelo hidrograma unitário sintético do SCS.

A partir do hidrograma unitário, a sua convolução discreta com o hietograma da precipitação fornece o hidrograma de cheia correspondente ao escoamento directo, obtendo-se, assim, o caudal de ponta de cheia, já que não se considerou qualquer escoamento de base.

Para o presente estudo foram analisados, para o período de retorno de 100 anos, quatro cenários de cálculo, a saber:

- “EXISTENTE-CNII” - Cenário actualmente existente para uma situação antecedente de humidade média do solo (AMCII);
- “EXISTENTE-CNIII” - Cenário actualmente existente para uma situação de solo quase saturado (AMCIII);
- “FUTURO-CNII” - Cenário futuro (com a implantação do loteamento) para uma situação antecedente de humidade média do solo (AMCII);
- “FUTURO-CNIII” - Cenário futuro (construção do loteamento) para uma situação de solo quase saturado (AMCIII). Este cenário será o adoptado para efeitos de cálculo e verificação.

Um aspecto importante a referir é o do cálculo da área impermeável, que é um dado que é necessário fornecer ao modelo hidráulico, em termos de percentagem do total.

Assim, admitiu-se-que o limite de área impermeável nos lotes (30%) era atingido, bem como a total impermeabilidade do betuminoso e uma percentagem de 50% nos passeios, obtendo-se um valor de cerca de 10 ha, conforme se obtém do Quadro 3 a seguir apresentado.

Quadro 3 – Áreas Impermeáveis

| Lotes                                        | Área total (m2) | Área 100% impermeável (m2)<br>(30% área dos Lotes) |                        |
|----------------------------------------------|-----------------|----------------------------------------------------|------------------------|
| 1                                            | 84,072.28       | 25,221.68                                          |                        |
| 2                                            | 120,674.18      | 36,202.25                                          |                        |
| 3                                            | 13,337.65       | 4,001.30                                           |                        |
| 4                                            | 15,214.14       | 4,564.24                                           |                        |
| 5                                            | 33,721.00       | 10,116.30                                          |                        |
|                                              |                 |                                                    |                        |
|                                              |                 | Arruamentos e ciclovias (m2)<br>(100% imperm)      | Passeios (m2)<br>(50%) |
| Domínio Público -<br>Infraestruturas viárias |                 | 18,159.00                                          | 3,991.50               |

Assim, como a área total é de 37 ha, vem que a máxima percentagem possível de área impermeabilizada será de  $(10/37)$  27%, valor esse que será o considerado no cálculo.

### CÁLCULO DE CAUDAIS

Com a metodologia atrás referida foram calculados, para o período de retorno de 100 anos, os caudais de ponta afluentes de cada bacia (actual ou futura), confluindo numa secção final de cálculo (a secção de montante da PH).

No Quadro 2 indicam-se os caudais de ponta obtidos para cada um dos cenários considerados.

Quadro 2 – Caudais de Ponta de “Cheia Centenária” ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

|           | AMC II |        | AMC III |        |
|-----------|--------|--------|---------|--------|
|           | Actual | Futuro | Actual  | Futuro |
| Caudal    | 3,43   | 4,70   | 5,06    | 6,04   |
| Acréscimo | -      | 37%    | -       | 19%    |

Na Fig. 6 são também apresentados os hidrogramas de cheia.

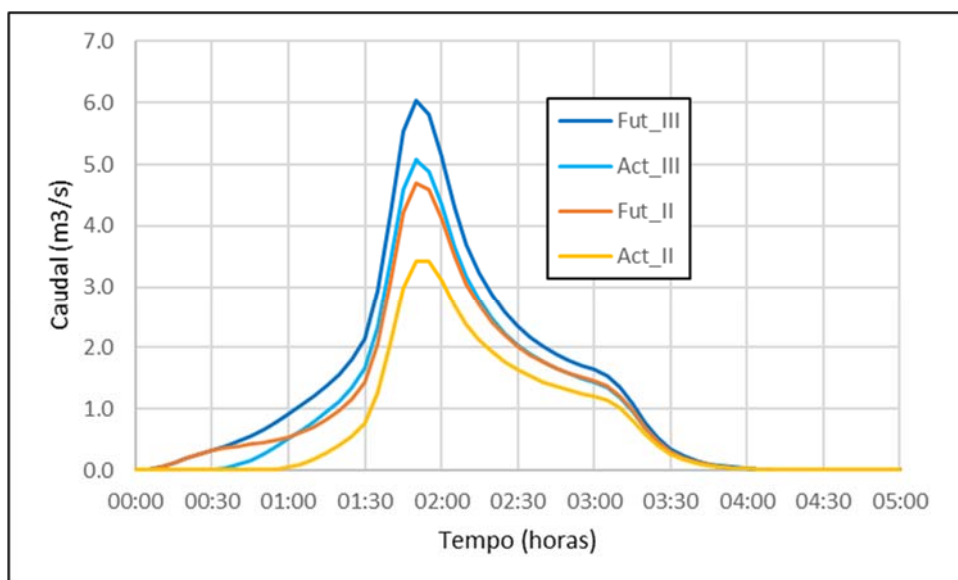


Fig. 6 – Hidrogramas de Cheia para os vários Cenários e T=100 Anos

Como se pode constatar pelos resultados obtidos, para uma mesma situação de humidade antecedente e de Período de Retorno, os caudais actuais e futuros (essencialmente em AMCIII, a situação mais desfavorável, aquela a adoptar para dimensionamentos) são muito semelhantes, o que revela não só a grande impermeabilidade do solo existente como também que a urbanização não irá trazer diferenças muito significativas ao nível de caudais a escoar na PH – para isso basta verificar que, em situação AMCIII, a mais desfavorável, o acréscimo de caudal é inferior a 20%.

Para o cenário mais desfavorável (o adoptado para verificação da PH), ou seja, “FUTURO-CNIII” com um  $T = 100$  anos, apresenta-se, na Fig. 7 a precipitação total subdividida em perdas e escoamento, valores que deram origem aos correspondentes hidrogramas atrás apresentados.

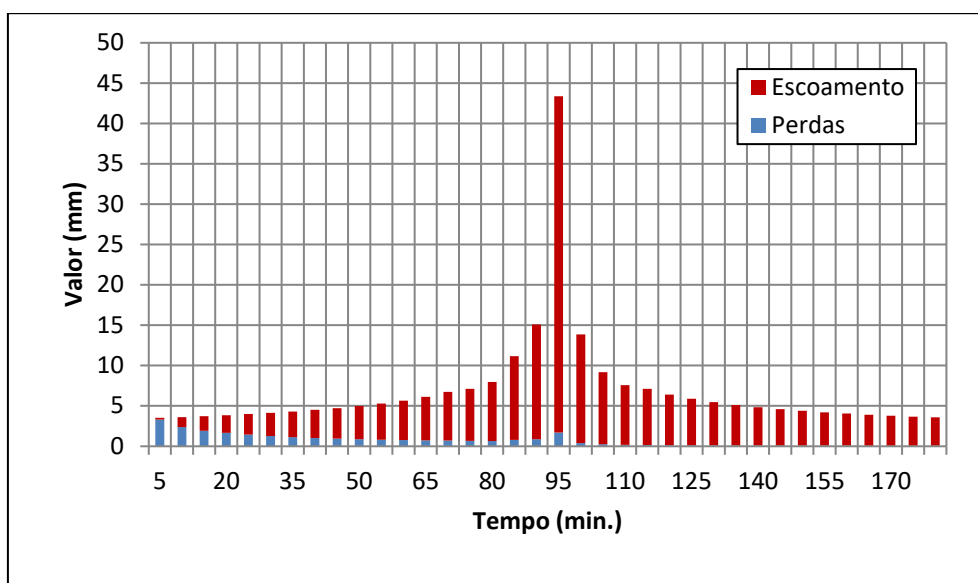


Fig. 7 – “FUTURO-CNIII”, (T=100), Precipitação Total, Perdas e Escoamento para a PH

Em conclusão deste Capítulo, e para efeitos da verificação que posteriormente se apresentará, ir-se-á então adoptar um caudal de ponta afluente à secção de cálculo (montante da PH) de  $Q_{100}=6,04 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### 4. ANÁLISE HIDRÁULICA

Tendo por base a análise hidrológica atrás apresentada, far-se-á agora a análise hidráulica, verificando a capacidade da PH para um Período de Retorno de 100 anos, no cenário futuro e na situação mais desfavorável de humidade e ocupação do solo.

Essa análise basear-se-á nos elementos anteriormente referidos e nos resultados de cálculo obtidos, nomeadamente nos valores do caudal de “cheia centenária” e nas características físicas da PH em estudo, nomeadamente diâmetro, material e inclinação.

Para a determinação da capacidade da PH adoptou-se a equação de Manning-Strickler, dada por:

$$Q = K_s * S * R^{\frac{2}{3}} * J^{1/2}$$

Nessa equação  $K_s$  é o coeficiente de rugosidade (no caso, sendo o colector em betão, toma o valor de  $75 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ ),  $J$  a perda de carga unitária e  $R$  o raio hidráulico (em m), definido pelo quociente entre a área da secção transversal  $S$  (expressa em  $\text{m}^2$ ) e o perímetro molhado  $P$  (em m).

Como em regime uniforme a perda de carga unitária é igual à inclinação, pode determinar-se a relação entre o caudal e a altura de água para essa condição, substituindo o valor de  $J$  pelo da inclinação, no caso 0,04 (4,0%). Para ilustrar essa relação apresenta-se a Fig. 8.

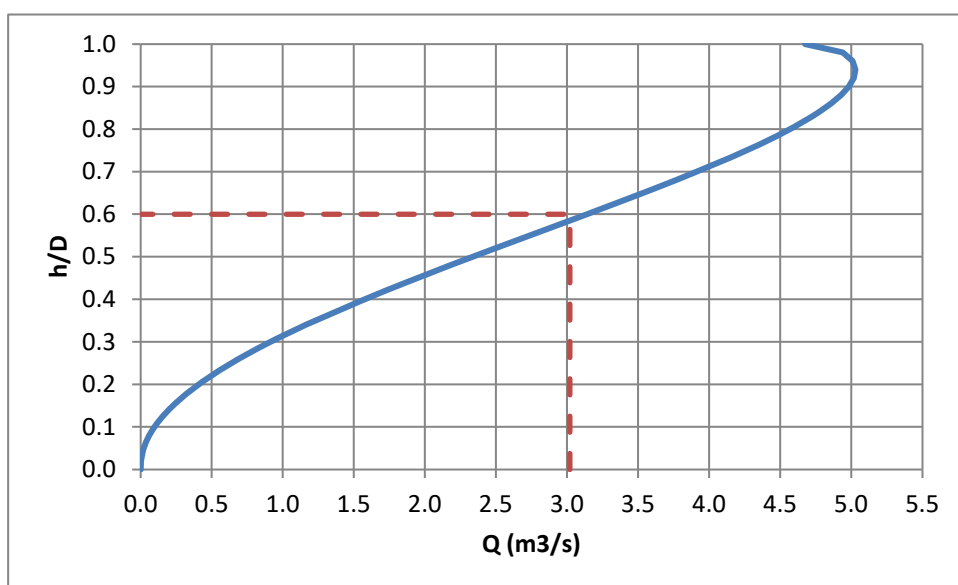


Fig. 8 – Capacidade de cada colector DN 1000 da PH

Pela mesma pode concluir-se que é possível escoar o caudal de cálculo com uma folga apreciável, já que, nessa situação, o caudal máximo em cada um dos colectores DN 1000 é de  $Q_{\text{máx}}=5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ , sendo superior ao caudal de cálculo para cada um deles,  $(6.04/2) Q_{100}=3,02 \text{ m}^3/\text{s}$ .

É importante ainda sublinhar que esta capacidade existe mesmo sem qualquer amortecimento a montante, aspecto esse que será discutido na resposta ao item 1.5.3 do vosso Parecer.

## 5. CONCLUSÕES

Na presente resposta analisou-se a capacidade da Passagem Hidráulica (PH) existente sob a Estrada de Leião/EN249-3, face à ocorrência da chamada “cheia centenária”, ou seja, a correspondente a uma precipitação com um período de retorno de 100 anos, quer na situação actual, quer face às alterações previstas na sua zona adjacente de montante, com a futura implantação de um desenvolvimento urbanístico do TAGUSPARK.

Essa verificação foi efectuada através de uma análise hidrológica inicial (determinando caudais e hidrogramas de cheia), e de uma posterior, hidráulica, para que se conhecessem as características do escoamento na PH.

Para a análise hidrológica recorreu-se ao *software* HEC-HMS que, através dos parâmetros relativos a cada uma das situações (actual ou futura) da bacia afluente à PH em causa, permitiu a determinação dos hidrogramas de cheia e correspondentes caudais máximos.

No mais desfavorável em termos de ocupação do território (situação futura) e de estado do solo (quase saturado), e considerando um período de retorno de 100 anos, obteve-se como caudal de ponta de cheia  $Q_{100}=6,04 \text{ m}^3/\text{s}$ .

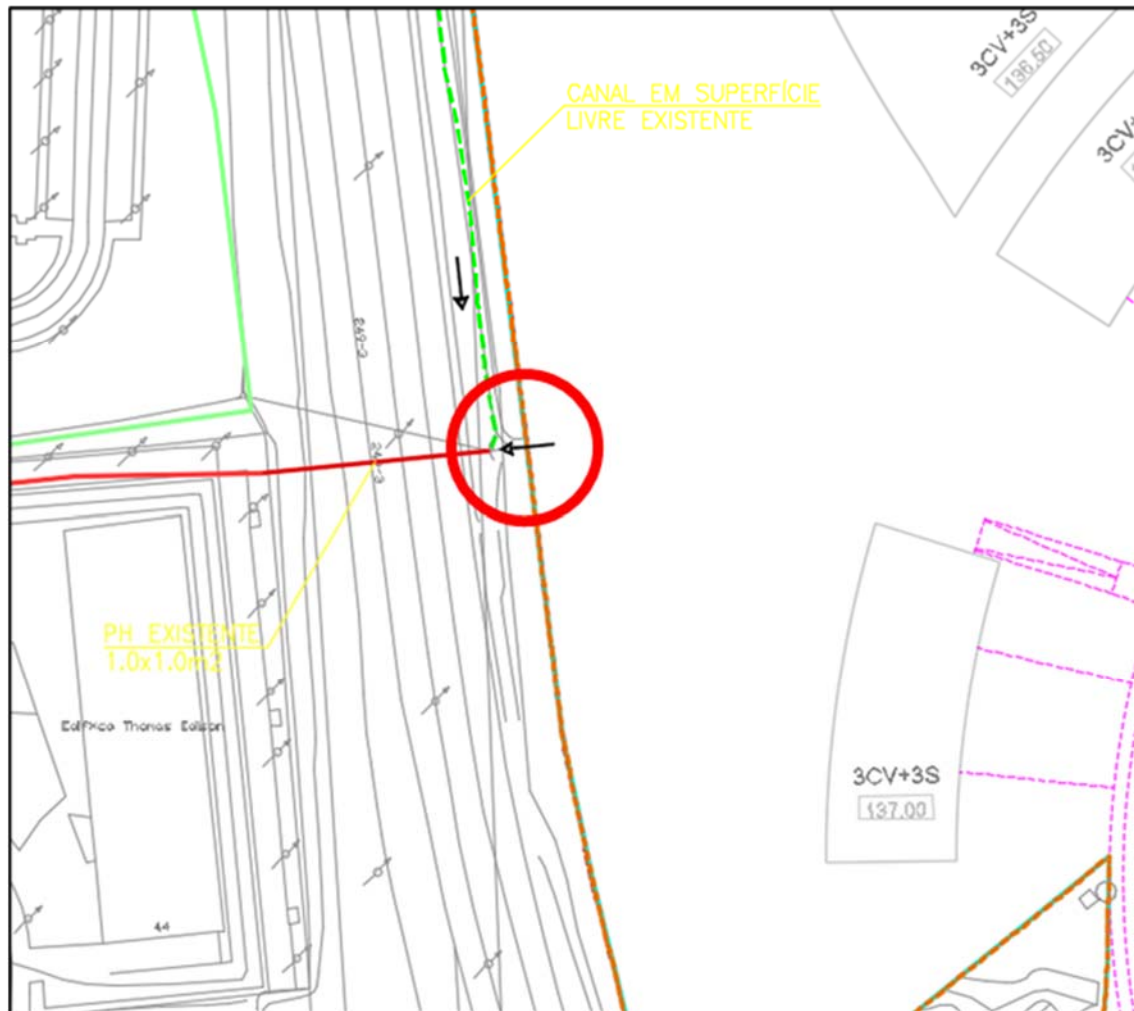
Atendendo a que a PH tem uma capacidade, em cada um dos colectores DN1000, de  $5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ , e sendo esse valor superior ao que cada um terá de escoar, ou seja,  $3.02 \text{ m}^3/\text{s}$ , pode concluir-se que a PH existente tem capacidade para escoar o caudal de cálculo, mesmo na situação futura de pós-implantação do empreendimento urbanístico, em situação antecedente à precipitação de solo quase saturado e para um Período de Retorno de 100 anos.

Finalmente, sublinhe-se que esta capacidade existe mesmo não considerando qualquer amortecimento a montante.

### **1.3.5.1**

- 1.3.5. Na peça desenhada “Desenho 5 - Rede de esgotos – Planta – julho2021”, assinalar:
- 1.3.5.1. Lote 1 – encaminhamento e ponto de descarga, na linha de água, das águas pluviais provenientes deste lote; clarificar o que se entende por encaminhamento das águas residuais domésticas do lote para “coletor doméstico tamponado”.

O ponto de descarga desse Lote é na entrada da PH, conforme está na Peça Desenhada, com uma seta de sentido apontando precisamente para aí. Chama-se à atenção que o limite do Lote passa, na perpendicular, pela boca de entrada da PH.



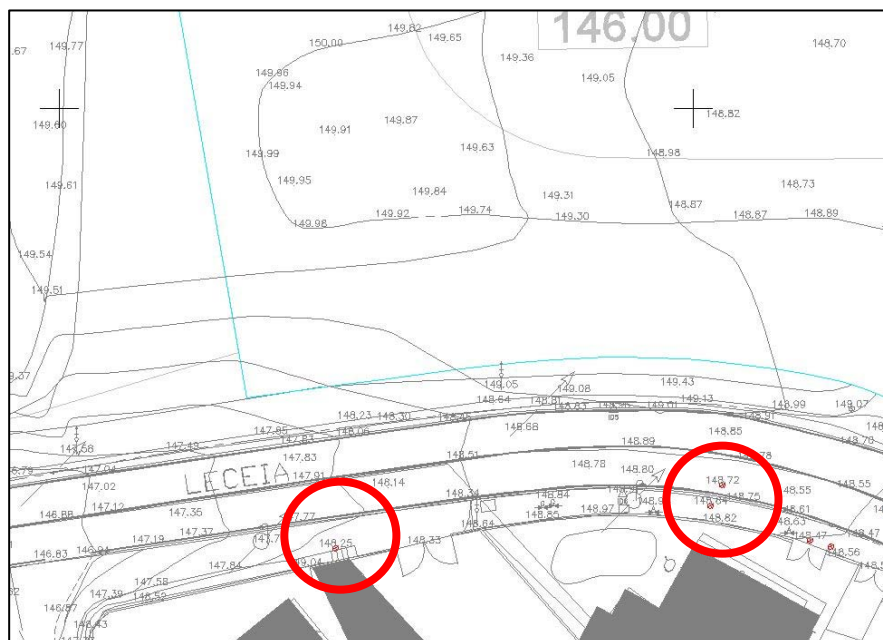
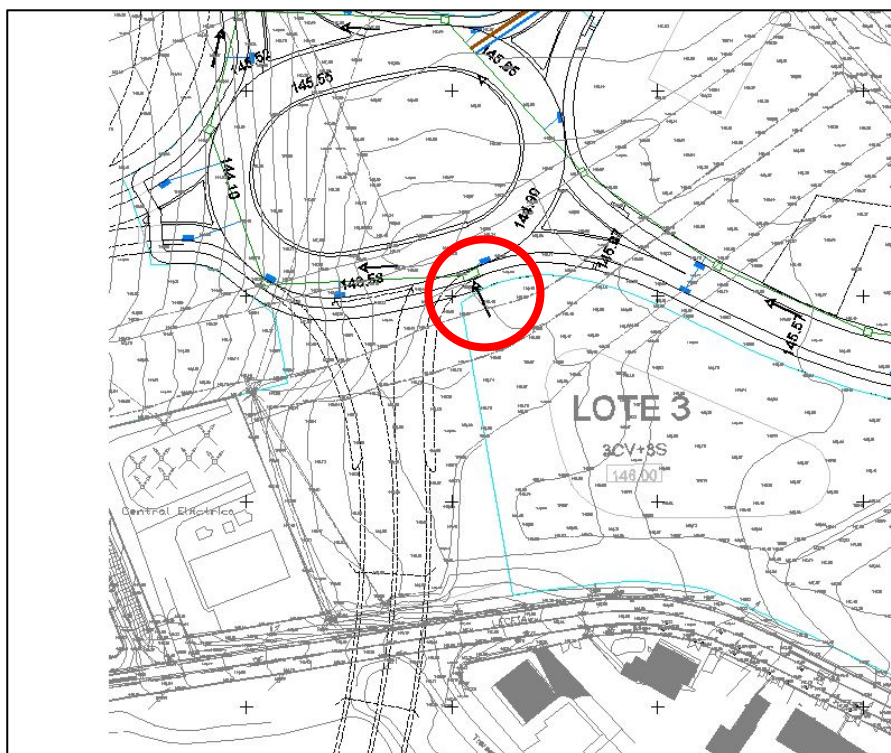
O colector estará provisoriamente tamponado pois na primeira fase o Lote e seus arruamentos próprios não serão construídos, sendo que os esgotos do mesmo terão depois de ser bombados, pois o arruamento interno tem uma zona mais baixa (com uma diferença de cotas com algum significado) que o ponto de entrega.

Assim, terá de estar tamponado até que se construa o Lote 1 e essa ligação seja necessária.

### **1.3.5.2**

- 1.3.5.2. Lote 3 - encaminhamento das águas residuais domésticas produzidas no lote; representação do ponto de ligação à rede de drenagem de águas residuais urbanas existente.

Esse Lote ligará à rede nova do empreendimento, conforme Peça Desenhada, e não à rede existente, como se pode ver nas imagens abaixo.



Chama-se à atenção que só existe rede de esgotos da “cumeada” para SE, sendo que essa mesma rede não se encontra cadastrada nos elementos fornecidos pelo SIMAS, pelo que não se conhecem as respectivas características e capacidades.

No entanto, e como também se observa nas imagens, a cota a Norte, no arruamento do Empreendimento, é bastante menor que a do arruamento existente, pelo que é de todo conveniente ligar onde está previsto.

Acresce que, como a cota de soleira deste Lote é de 146, mesmo admitindo que haveria cota para ligação a Sul, tal só poderia ser feito se fosse por bombagem (ou usando válvulas de retenção, algo de todo inconveniente em esgotos), conforme determina o Regulamento, pois a cota de tampa na estrada existente é superior à do Lote.

Sendo a cota de tampa a Norte inferior à do Lote poder-se-á ligar sem problema, conforme está previsto.

### **1.3.5.3**

- 1.3.5.3. Ponto de descarga do coletor pluvial existente que recebe as águas pluviais da galeria do Taguspark através de um canal em superfície livre existente e indicar a linha de água que recebe aquelas águas.

Essa PH tem continuação numa galeria em Betão Armado com 2,00x2,10 m<sup>2</sup>, cujos caudais descarregarão a jusante num afluente da margem direita da ribeira da Laje.

### 1.5.3

- 1.5.3. Esclarecer qual o acréscimo de caudal pluvial gerado na área do projeto, para o período de retorno centenário, decorrente da máxima impermeabilização prevista com a implementação do projeto do loteamento, indicando a impermeabilização máxima prevista em cada um dos 5 lotes. Indicar quais as soluções a adotar, de modo a assegurar que o caudal correspondente à cheia centenária, com origem na área do projeto (incluindo a área correspondente aos 5 lotes), não resulte acrescido relativamente à situação atual.

A primeira parte da questão já foi respondida em 1.3.2, indo-se tomar essa resposta como ponto de partida para esta.

Conforme atrás referido, os caudais de referência são os seguintes:

|           | AMC II |        | AMC III |        |
|-----------|--------|--------|---------|--------|
|           | Actual | Futuro | Actual  | Futuro |
| Caudal    | 3,43   | 4,70   | 5,06    | 6,04   |
| Acréscimo | -      | 37%    | -       | 19%    |

Para que não haja acréscimo de caudal em relação ao natural ir-se-á prever uma bacia de amortecimento, com os devidos contributos da engenharia Natural e dos Arranjos Exteriores, em que, caso se impermeabilize uma parte da zona inferior, poderá também ter o uso adicional de recolha e reutilização de águas pluviais, nomeadamente para rega, contribuindo assim para um uso mais eficiente da água.

Em termos de amortecimento, que é a questão aqui, e para se ilustrar da exequibilidade de não acréscimo de caudais para jusante, simulou-se o funcionamento da referida bacia na situação da ocorrência do hidrograma de cheia centenário para o cenário mais desfavorável, e que conduzirá a um caudal de ponta de 6.04 m<sup>3</sup>/s, conforme atrás justificado.

Simulando o funcionamento de uma bacia com características principais uma área de 2500 m<sup>2</sup> e um descarregador inferior circular, em betão, em DN1000, obtêm-se os resultados que se ilustram nas Figs. 1 e 2 e no Quadro 1.

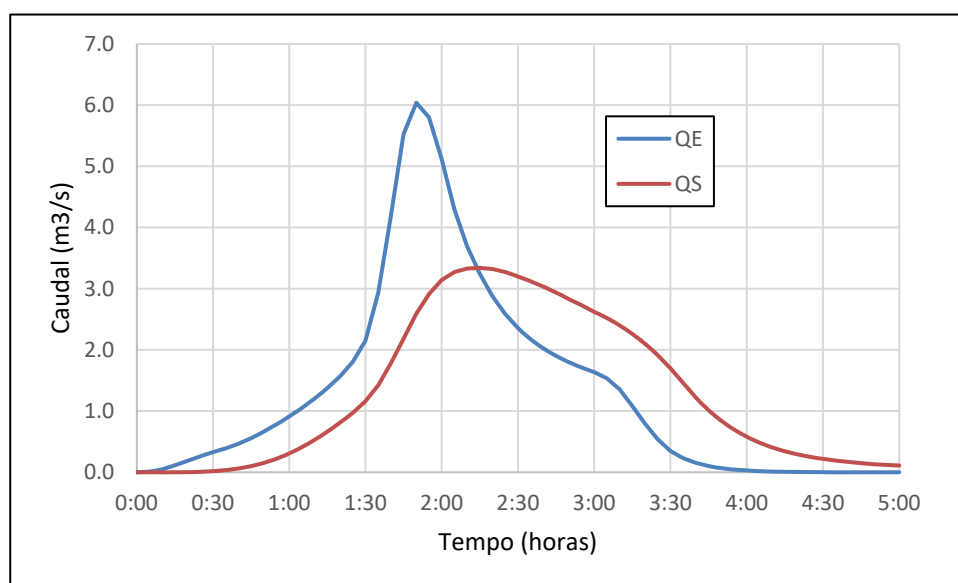


Fig. 1 – Amortecimento de Caudais – Hidrogramas de Entrada e Saída na Bacia

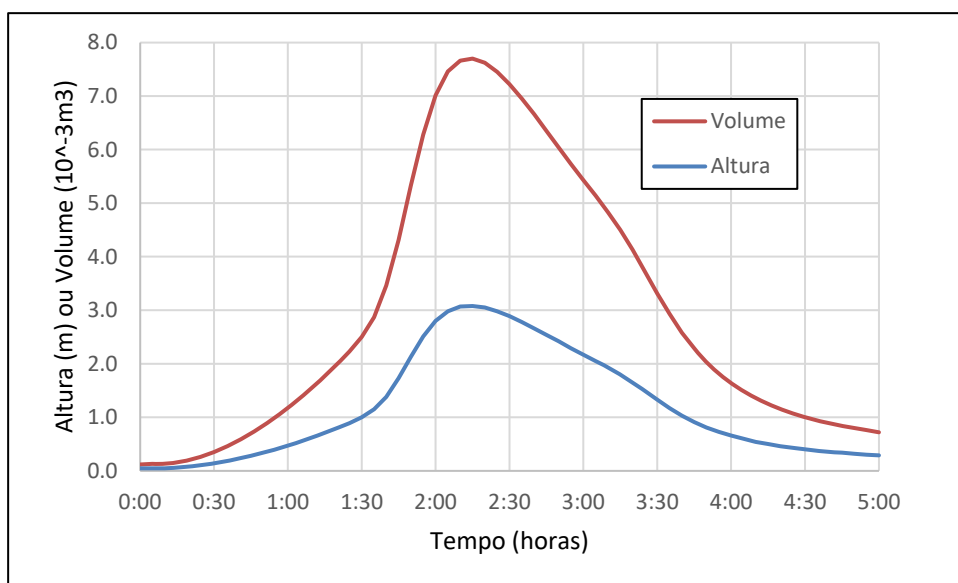


Fig. 2 – Amortecimento de Caudais – Variação da Altura de Água e de Volume na Bacia

Quadro 1 – Principais Resultados da Simulação

|         |                        |
|---------|------------------------|
| QE_Max  | 6.04 m <sup>3</sup> /s |
| QS_Max  | 3.34 m <sup>3</sup> /s |
| h_max   | 3.08 m                 |
| Vol_max | 7 700 m <sup>3</sup>   |

Como se pode constatar pelos resultados obtidos e atrás ilustrados, consegue-se um amortecimento de caudais de uma situação futura em AMCIII, para um caudal inferior à situação actual em AMCII ( $3.34 < 3.43 \text{ m}^3/\text{s}$ ) – ou seja, até mais do que seria necessário, pois de facto bastaria que o amortecimento conseguisse laminar os caudais do futuro para os do presente, mas apenas para o mesmo AMC nas duas situações.

É de referir ainda que, em sede de futuro projecto de execução, este dimensionamento preliminar será, obviamente, optimizado. No entanto, julga-se que ficou bem demonstrada a exequibilidade da solução apresentada.

Lisboa, Julho de 2022

(Eng<sup>o</sup> Rui Silva Santos, I.S.T., Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos)