

**PRÉ-DIMENSIONAMENTO
DE PASSAGENS HIDRÁULICAS**

6.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se elementos de dimensionamento hidrológico, hidráulico e de estimativa de custos, para utilização futura no projecto de passagens hidráulicas. Estes elementos foram obtidos pela aplicação sistemática do programa de cálculo HIDROPAS às passagens hidráulicas dos casos de estudo considerados no capítulo 5.

A análise e tratamento dos resultados, para diferentes condições de escoamento superficial e de precipitação, tornou possível a obtenção de elementos gráficos que permitem, de forma expedita, o pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico e, por outro lado, obter uma estimativa de custo em passagens hidráulicas.

6.2 – DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

6.2.1 – Tempo de concentração

Utilizando o programa HIDROPAS para todas as passagens hidráulicas analisadas no capítulo 5, calcularam-se os tempos de concentração das correspondentes bacias hidrográficas, a partir de uma análise comparativa entre as várias fórmulas propostas no programa de cálculo. Verificou-se que a fórmula de Kirpich (Pickering e David) apresenta, na maioria das bacias analisadas, os valores mais baixos para o tempo de concentração.

No cálculo do tempo de concentração teve-se em consideração os dados apresentados no Anexo F, nomeadamente, a área, a inclinação média, o número de escoamento e o comprimento da linha de água principal das bacias hidrográficas.

Na Figura 6.1 apresentam-se os menores valores obtidos para os tempos de concentração das diversas bacias hidrográficas em função da sua área. Uma vez que as bacias analisadas se distribuem por diferentes zonas do país e possuem características diversificadas, a Figura 6.1 pode ser utilizada para estimar tempos de concentração de bacias hidrográficas associadas a passagens hidráulicas com áreas compreendidas entre 2 e 500 ha.

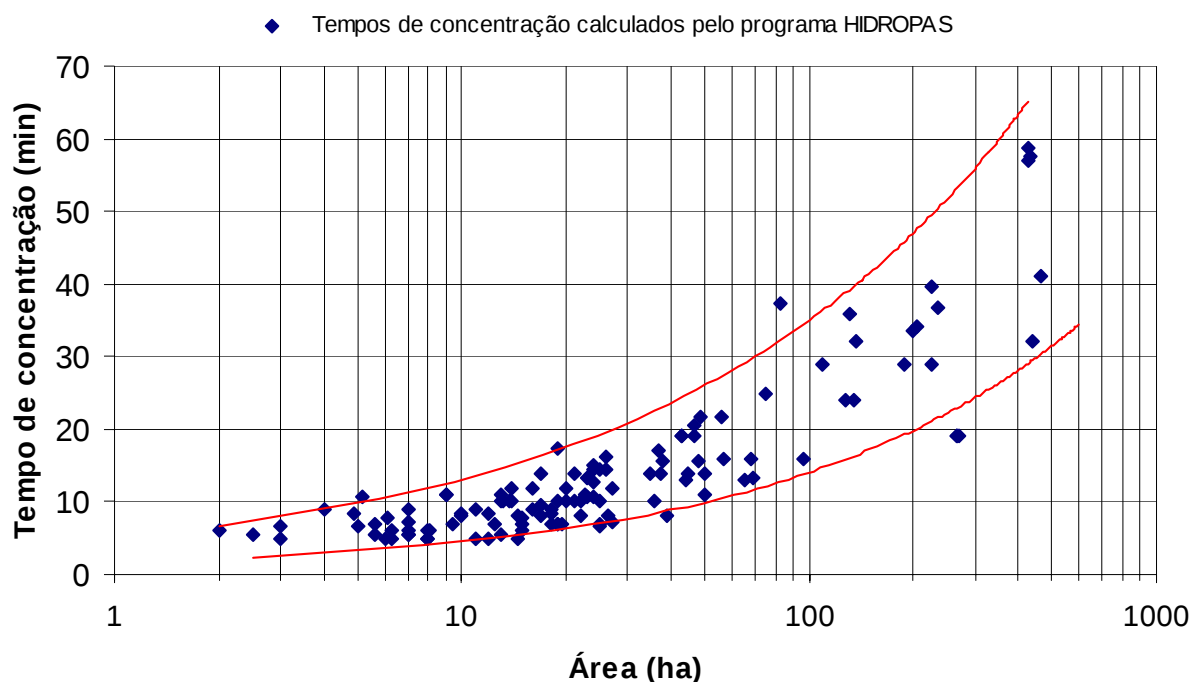


Figura 6.1 – Tempo de concentração em função da área.

Na Figura 6.1 definiu-se uma faixa, limitada por duas curvas que correspondem, aproximadamente, a envolventes superior e inferior dos tempos de concentração. Caso se pretenda seguir um critério conservativo, recomenda-se que seja utilizada a curva inferior para calcular o tempo de concentração de bacias hidrográficas. As curvas inferior e superior são definidas, respectivamente, por

$$t_c = 1,40 A_b^{0,500} \quad (6.1)$$

$$t_c = 4,865 A_b^{0,428} \quad (6.2)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (min);
- A_b - área da bacia hidrográfica (ha).

6.2.2 – Caudal de ponta de cheia

A expressão (6.1) foi utilizada para calcular o caudal de ponta de cheia nas bacias hidrográficas dos casos de estudo analisados e para diferentes números de escoamento (CN=70; 80; 85; 90; 95 e 100). O cálculo do caudal de ponta de cheia foi efectuado utilizando a análise comparativa do programa HIDROPAS (fórmulas de Giandotti, Temez, David, racional, Mockus e SCS), considerando um tempo de concentração mínimo de 5 min. De referir que para a fórmula racional se utilizaram coeficientes de escoamento iguais a 0,30; 0,40; 0,45; 0,50; 0,65 e 1,00. Calculados os caudais de ponta, definiram-se curvas para a determinação do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para as regiões pluviométricas A, B e C do país, definidas em **Matos e Silva (1986)**, e para períodos de retorno de 50 e 100 anos.

De referir que a análise comparativa permitiu verificar que, na generalidade das bacias estudadas, os caudais de ponta de cheia obtidos pelos métodos de Temez, de Mockus e do SCS são da mesma ordem de grandeza, pelo que se optou pelo valor mais conservativo para obter as figuras que se seguem.

Nas Figuras 6.2 e 6.3 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica A, para um período de retorno de 50 anos.

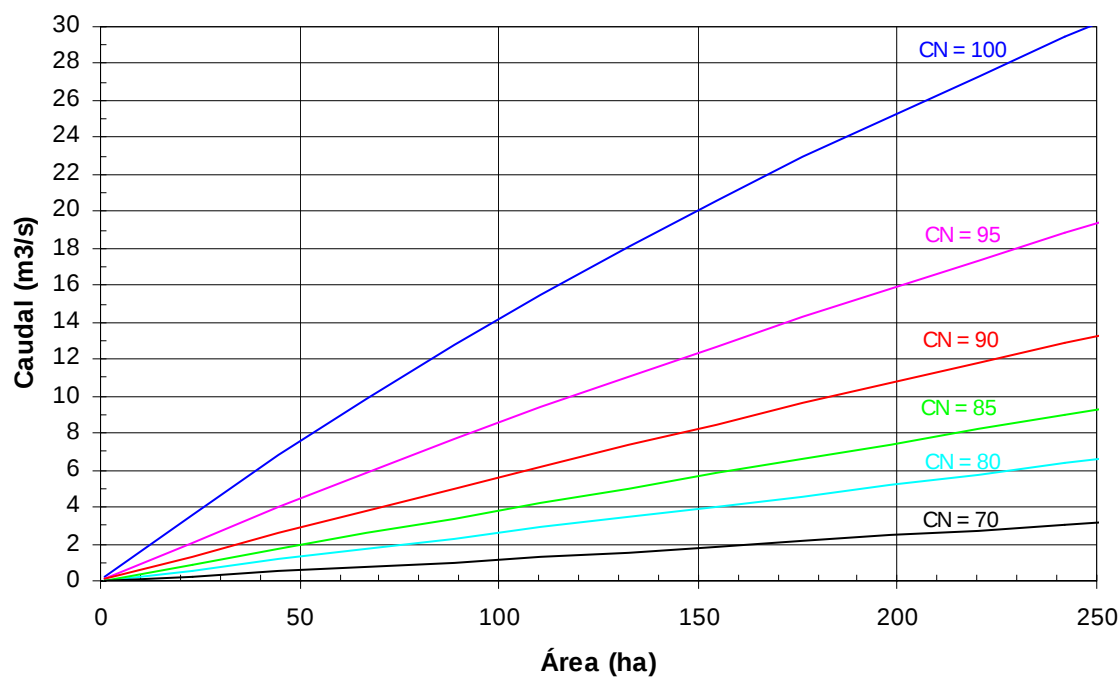


Figura 6.2 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica A (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

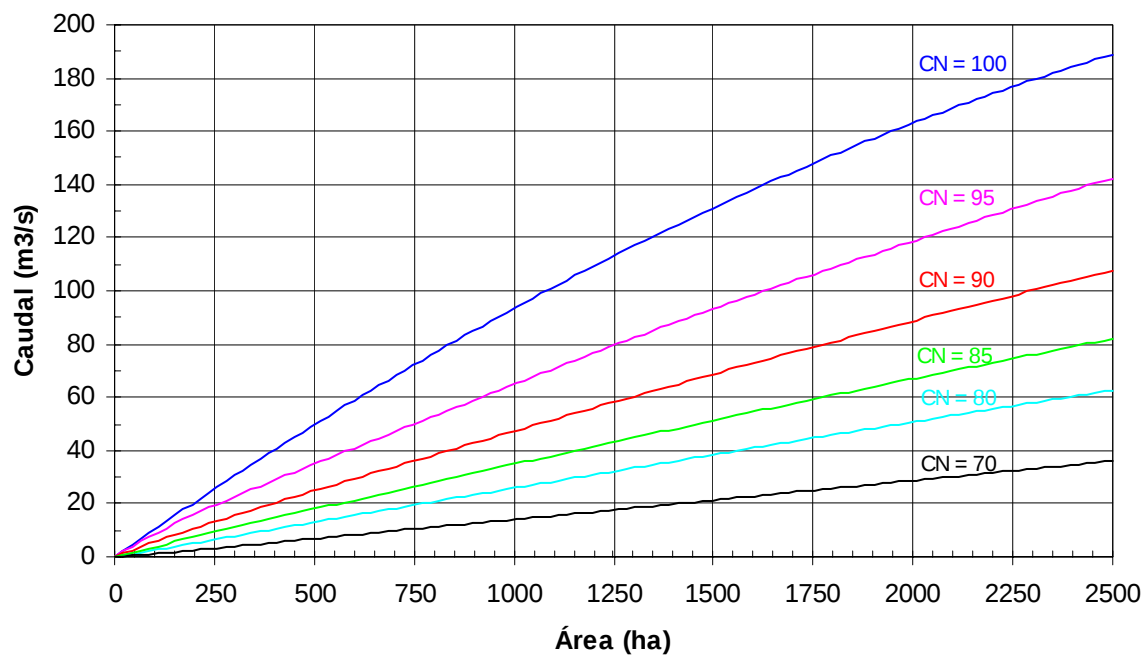


Figura 6.3 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica A (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

Nas Figuras 6.4 e 6.5 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica A, para um período de retorno de 100 anos.

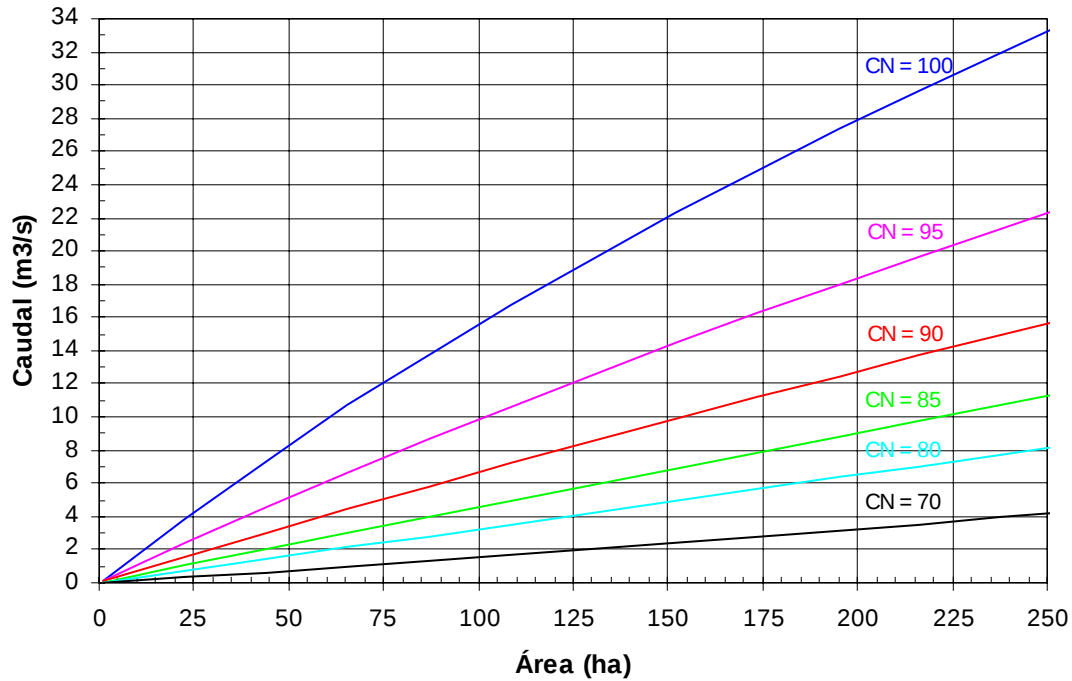


Figura 6.4 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica A (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

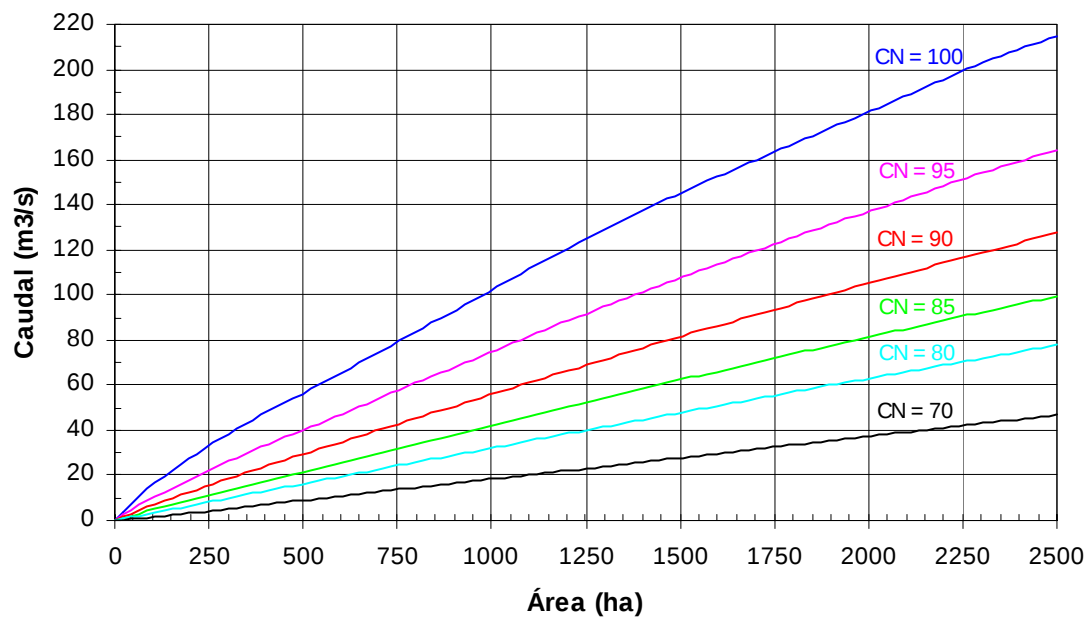


Figura 6.5 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica A (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

Nas Figuras 6.6 e 6.7 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica B, para um período de retorno de 50 anos.

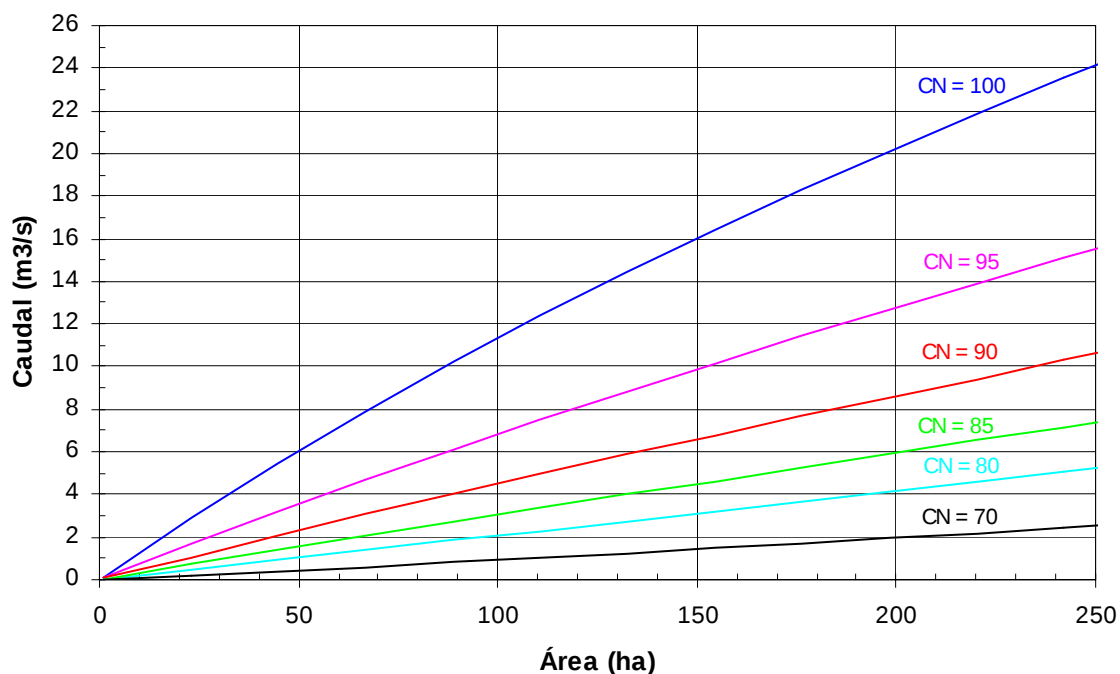


Figura 6.6 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica B (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

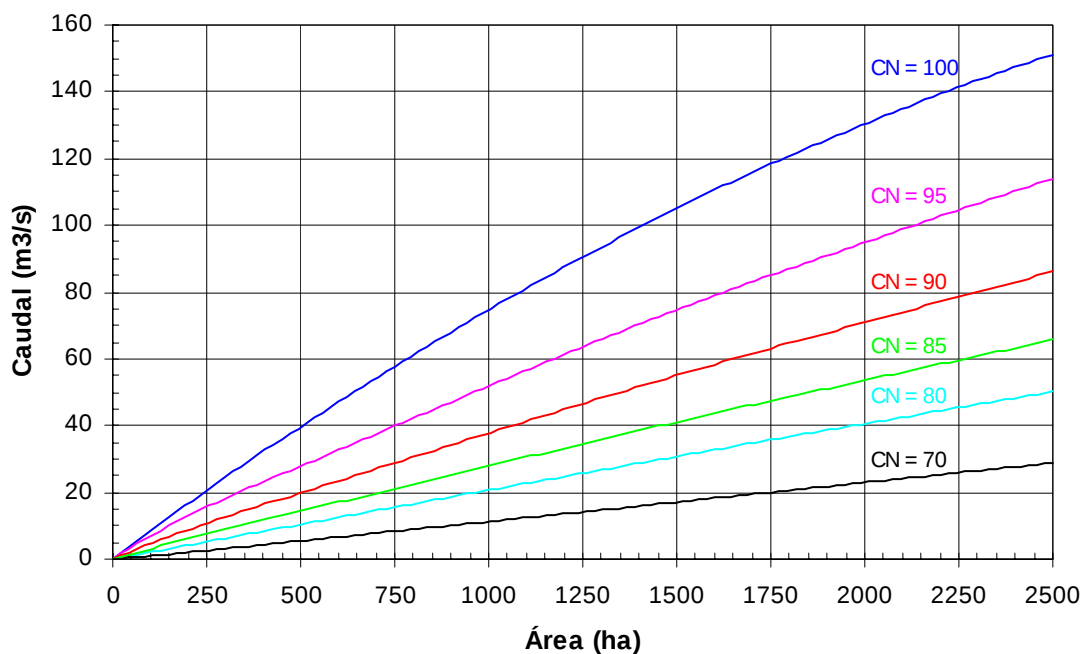


Figura 6.7 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica B (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

Nas Figuras 6.8 e 6.9 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica B, para um período de retorno de 100 anos.

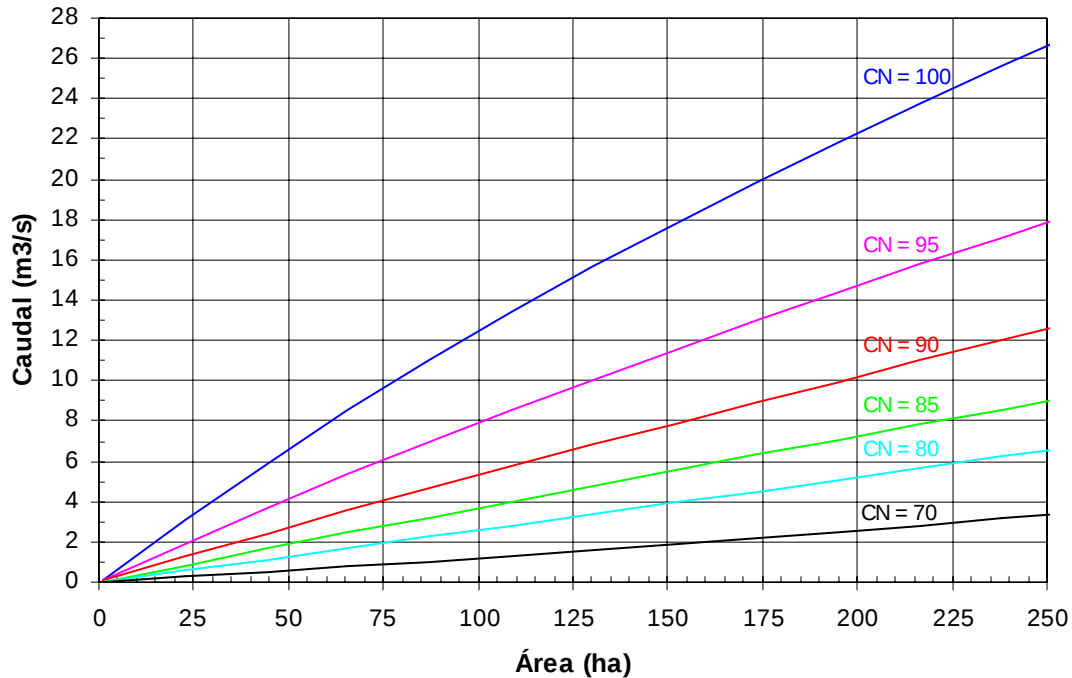


Figura 6.8 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica B (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

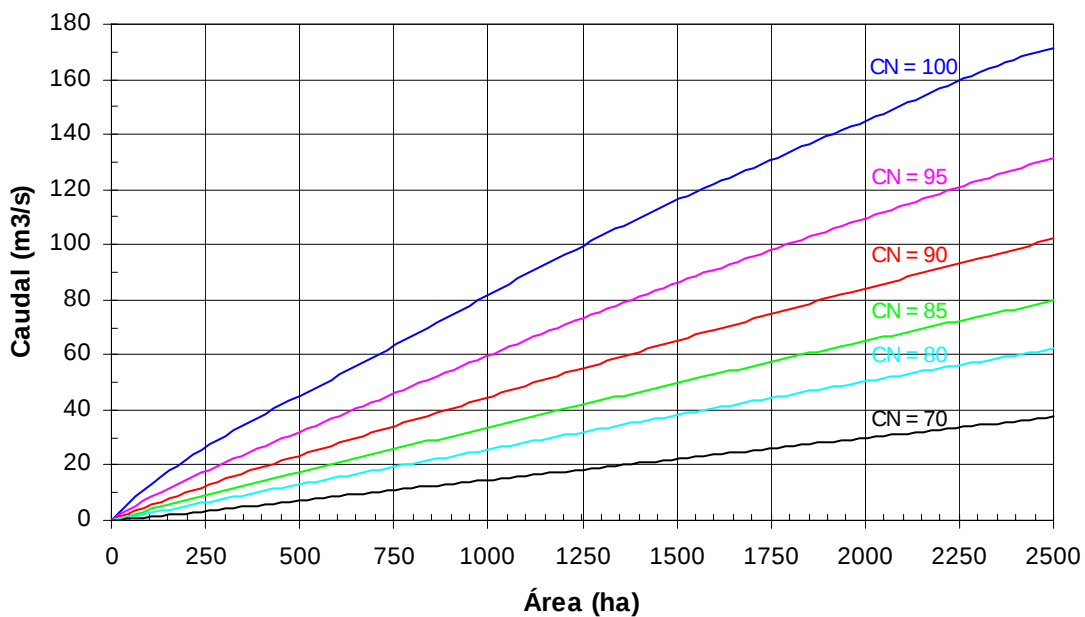


Figura 6.9 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica B (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

Nas Figuras 6.10 e 6.11 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica C, para um período de retorno de 50 anos.

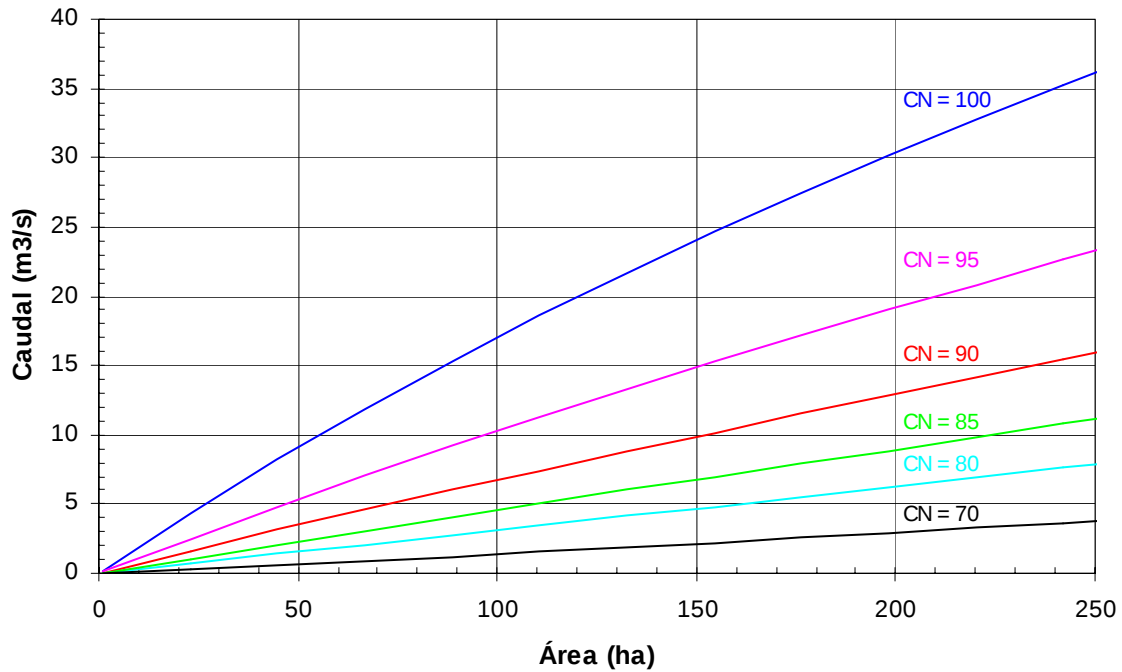


Figura 6.10 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica C (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

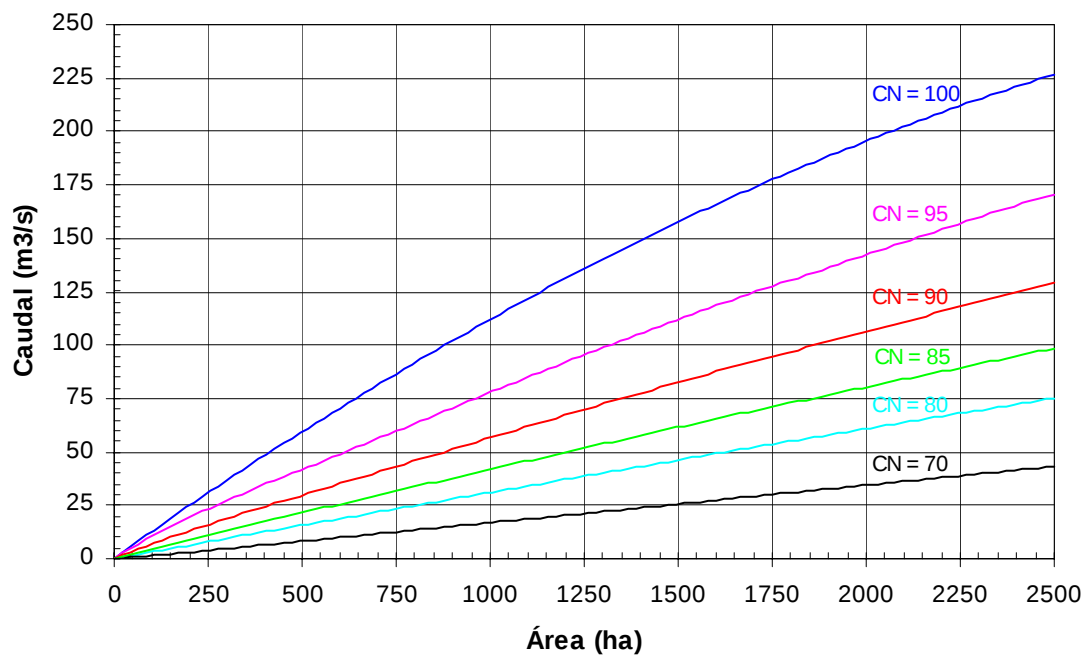


Figura 6.11 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica C (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

Nas Figuras 6.12 e 6.13 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica C, para um período de retorno de 100 anos.

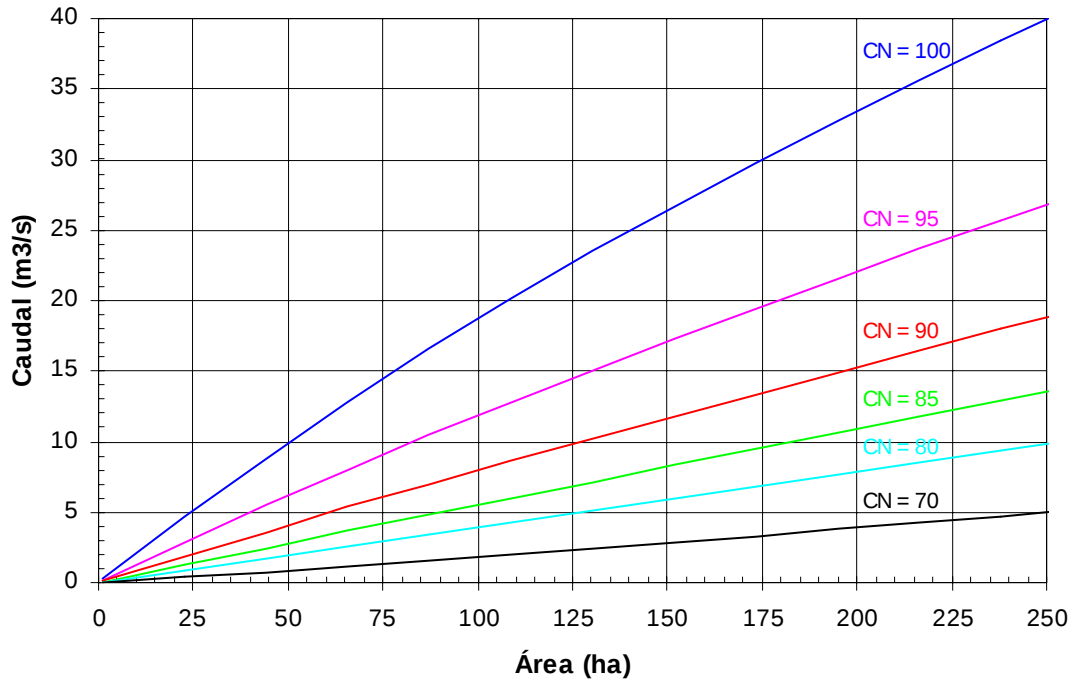


Figura 6.12 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica C (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

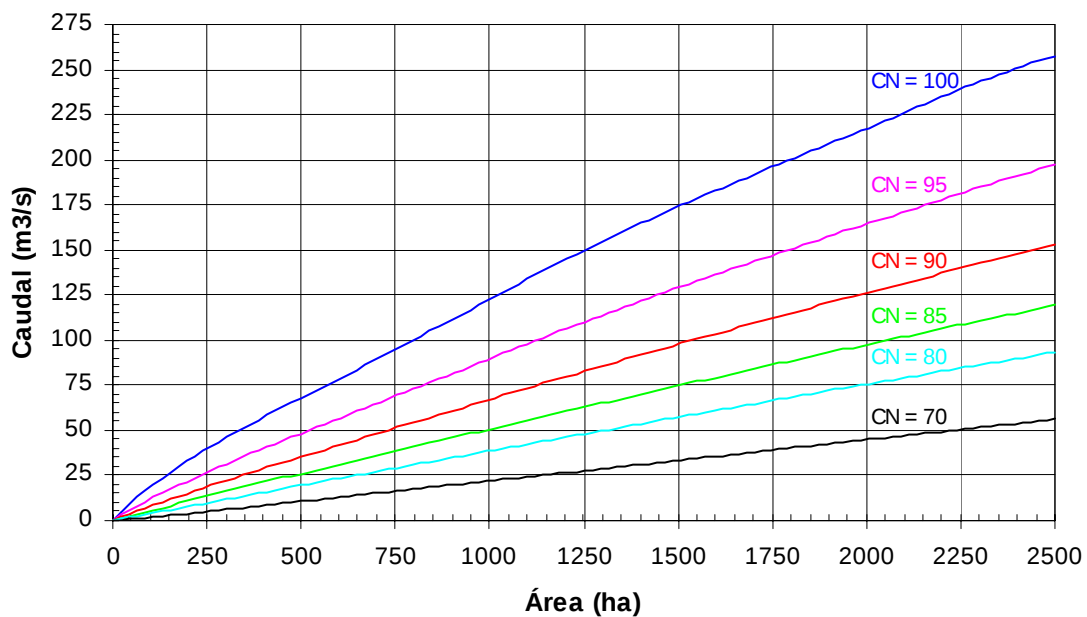


Figura 6.13 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica C (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

As diferentes curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área da bacia e do número de escoamento, em cada uma das figuras apresentadas, são equações polinomiais do tipo

$$y = b + c_1x + c_2x^2 + c_3x^3 \quad (6.3)$$

em que b , c_1 , c_2 e c_3 são constantes.

Essas equações polinomiais foram obtidas pelo método dos mínimos quadrados aplicado a varias centenas de simulações efectuadas pelo programa de cálculo HIDROPAS. O coeficiente de correlação mínimo que se obteve nas várias aproximações foi de 0,998.

As curvas de dimensionamento hidrológico das Figuras 6.2 a 6.13 permitem, em fase de pré-dimensionamento, o cálculo do caudal de ponta de cheia de bacias hidrográficas com área inferior a 25 km², com número de escoamento compreendido entre 70 e 100, em qualquer região do País, para períodos de retorno de 50 e 100 anos. De salientar novamente que nos cálculos efectuados se utilizou a equação (6.1) para estimar o tempo de concentração, o que significa terem-se adoptado valores conservativos. Em fase de projecto, deve ser feito um estudo detalhado da bacia, utilizando os métodos expostos no capítulo 2, ou recorrer ao programa de cálculo automático apresentado.

6.3 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Nesta alínea apresentam-se elementos para pré-dimensionamento de passagens hidráulicas circulares com controlo do escoamento à entrada do aqueduto e estrutura de entrada com muros de ala, obtidos por simulações sucessivas do programa HIDROPAS, módulo HIDCALC. Este tipo de passagem hidráulica é a mais divulgada.

Na Figura 6.14 encontram-se curvas de pré-dimensionamento para os diâmetros comerciais correntes em função do caudal de dimensionamento e da altura de água a montante, para passagens hidráulicas com controlo à entrada do aqueduto e estrutura de entrada com muros de ala. Estas curvas, obtidas por simulações sucessivas, permitem definir o diâmetro do aqueduto em função da altura da plataforma da via e do caudal de dimensionamento.

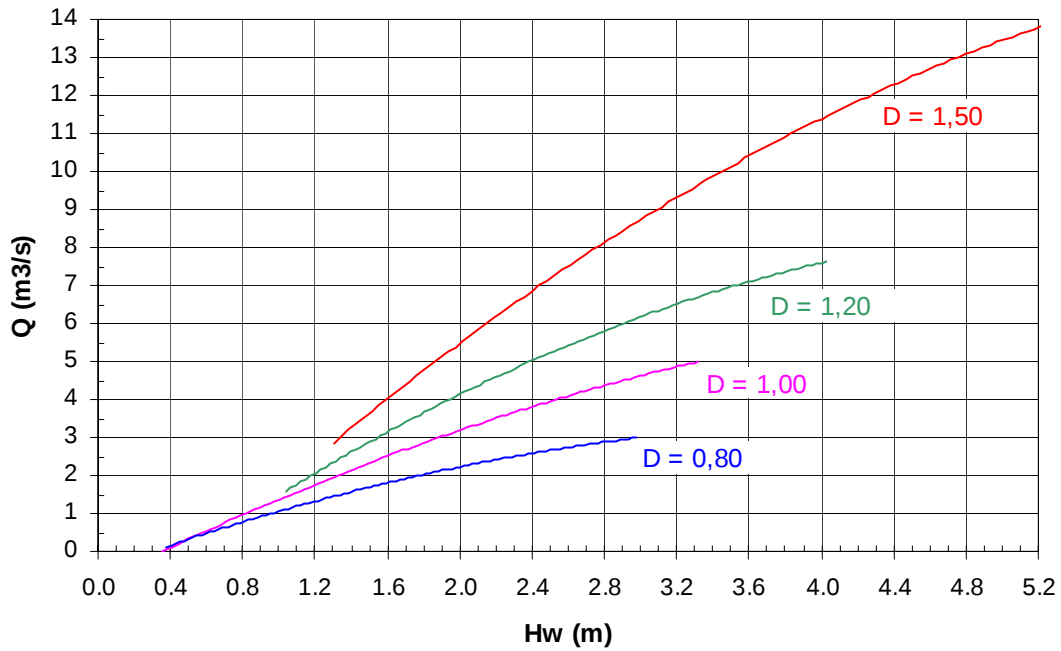


Figura 6.14 – Passagens hidráulicas de secção circular com controlo à entrada e estrutura de entrada com muros de ala. Diâmetros comerciais em função do caudal de dimensionamento e da altura de água a montante.

Na Figura 6.15 representa-se o diâmetro em função do caudal de dimensionamento para passagens hidráulicas em que o valor da relação entre a altura de água a montante e o diâmetro está compreendida entre 1,25 e 1,35. O limite superior foi considerado pelo facto de se impor que a altura de água à entrada não deve ser superior a $1,35D$ (BRISA, 1974), enquanto que o limite inferior foi considerado com o objectivo de não se obterem diâmetros desnecessariamente elevados.

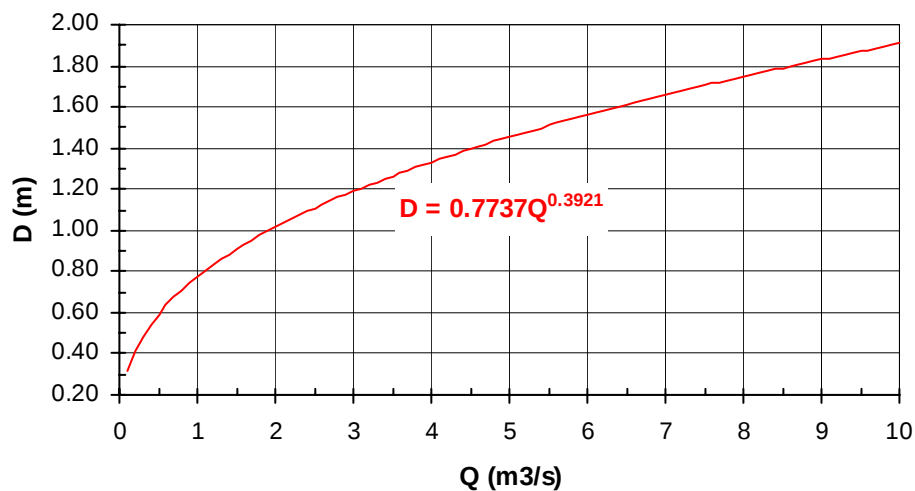


Figura 6.15 – Passagens hidráulicas de secção circular com controlo à entrada e estrutura de entrada com muros de ala. Dimensionamento do aqueduto.

6.4 – ESTIMATIVA DE CUSTO

Os elementos que se apresentam nesta alínea para estimativas de custo ao nível de estudo prévio, têm por base as considerações apresentadas na secção 4.5. Para se obterem os elementos gráficos que se seguem, foram avaliadas as quantidades de trabalho inerentes à construção de passagens hidráulicas, posteriormente multiplicadas pelos preços unitários.

As quantidades de trabalho são avaliadas com base nas características da estrutura de entrada, na geometria e tipo de secção transversal e na obra de dissipação de energia a jusante do aqueduto.

Uma vez que nas vias de comunicação portuguesas, a maioria das passagens hidráulicas são as de secção circular com estrutura de entrada em recipiente, ou com muros de ala, e estruturas de saída com muros de ala e tapete de enrocamento a jusante, entendeu-se ser de considerável utilidade apresentarem-se elementos que permitissem elaborar estimativas de custo ao nível do pré-dimensionamento.

Foram estabelecidas expressões para determinar os custos das estruturas de entrada e de saída com muros de ala (Figura 6.16), o custo das estruturas de entrada em recipiente com profundidade inferior a 2,50 m e profundidade compreendida entre 2,50 m e 4,50 (Figura 6.17) e os custos dos aquedutos das classes II, III, e IV com assentamento simples e assentamento em betão. Para estimar o custo do tapete de enrocamento a colocar a jusante da estrutura de saída é quantificado o volume de enrocamento, de acordo com as considerações da secção 4.5.5, a que se aplica o respectivo custo unitário.

De referir que as expressões nas Figuras 6.16 e 6.17 foram obtidas a partir dos custos de estruturas de entrada e de saída para os diâmetros 0,60; 0,80; 1,00; 1,20 e 1,50 m.

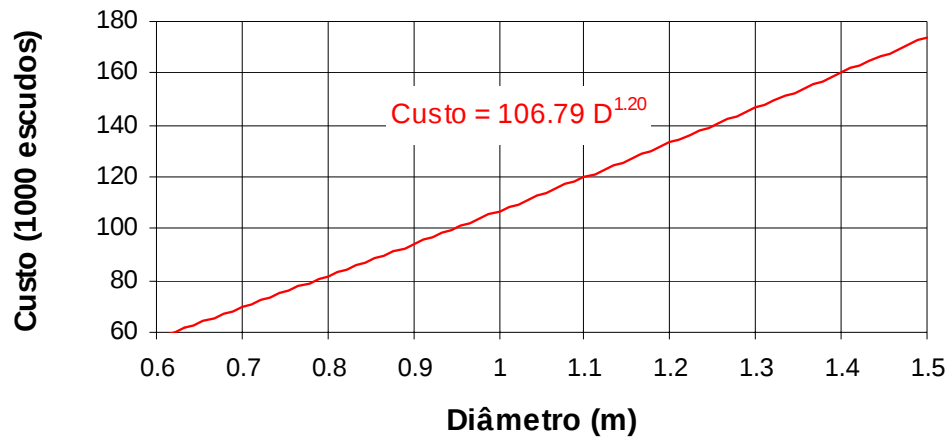


Figura 6.16 – Estruturas de entrada e de saída com muros de ala. Estimativa de custo em função do diâmetro do aqueduto (preços de 1999).

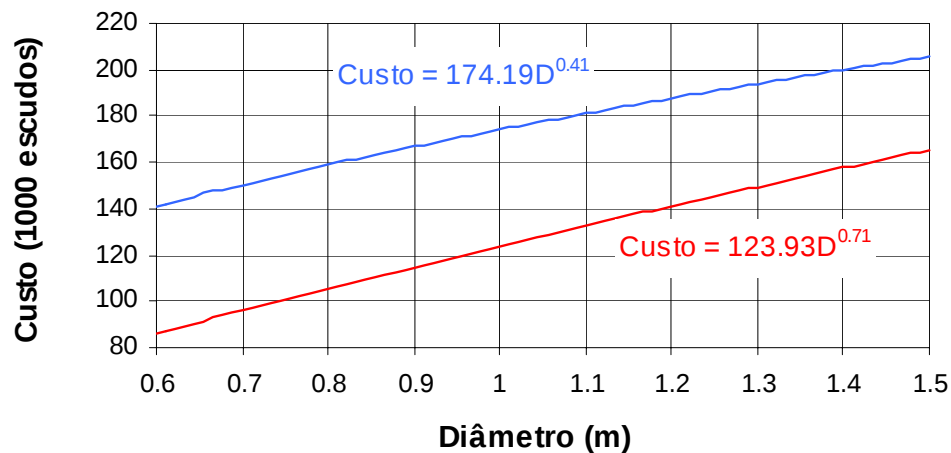


Figura 6.17 – Estruturas de entrada em recipiente com profundidade compreendida entre 2,50 m e 4,50 m (a Azul) e profundidade inferior a 2,50 m (a vermelho). Estimativa de custo em função do diâmetro do aqueduto (preços de 1999).

Os custos dos aquedutos de secção circular com assentamento em areia e em betão podem ser estimados através das Figuras 6.18 e 6.19, respectivamente. As curvas apresentadas foram estabelecidas a partir de uma composição de custos apresentada na alínea 4.5.5. Relativamente aos aquedutos da Classe I, optou-se por não os considerar pelo facto de terem aplicação restrita a diâmetros inferiores ou iguais a 0,60 m.

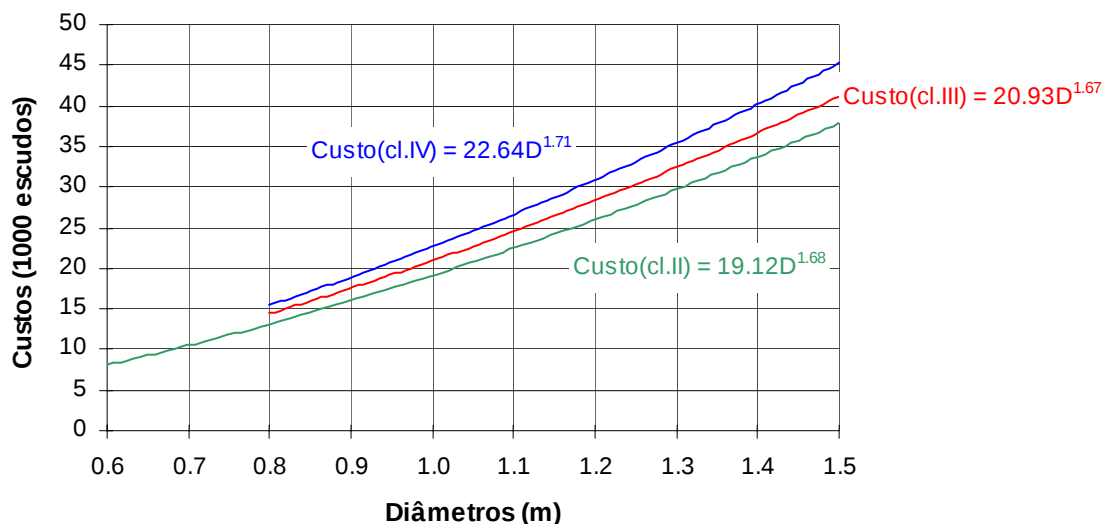


Figura 6.18 – Aquedutos de seção circular com assentamento em areia. Estimativa de custo por metro linear.

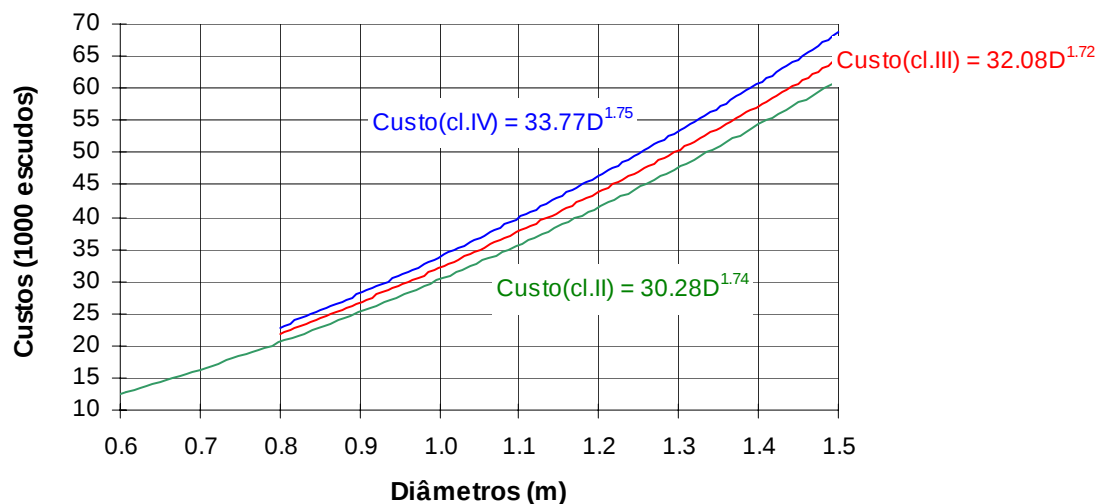


Figura 6.19 – Aquedutos de seção circular com assentamento em betão. Estimativa de custo por metro linear.

O custo total de passagens hidráulicas é estimado em função do comprimento e dos diâmetros dos aquedutos, para condições de assentamento em areia e em betão. O custo total foi obtido através da composição dos custos das estruturas de entrada e de saída, do custo por metro linear de conduta e pelo volume de enrocamento colocado a jusante da estrutura de saída. Nas Figuras 6.20 e 6.21 apresenta-se o custo de passagens hidráulicas com as condutas assentes em areia, estrutura de entrada e de saída com muros de ala e estrutura de entrada em recipiente, respectivamente.

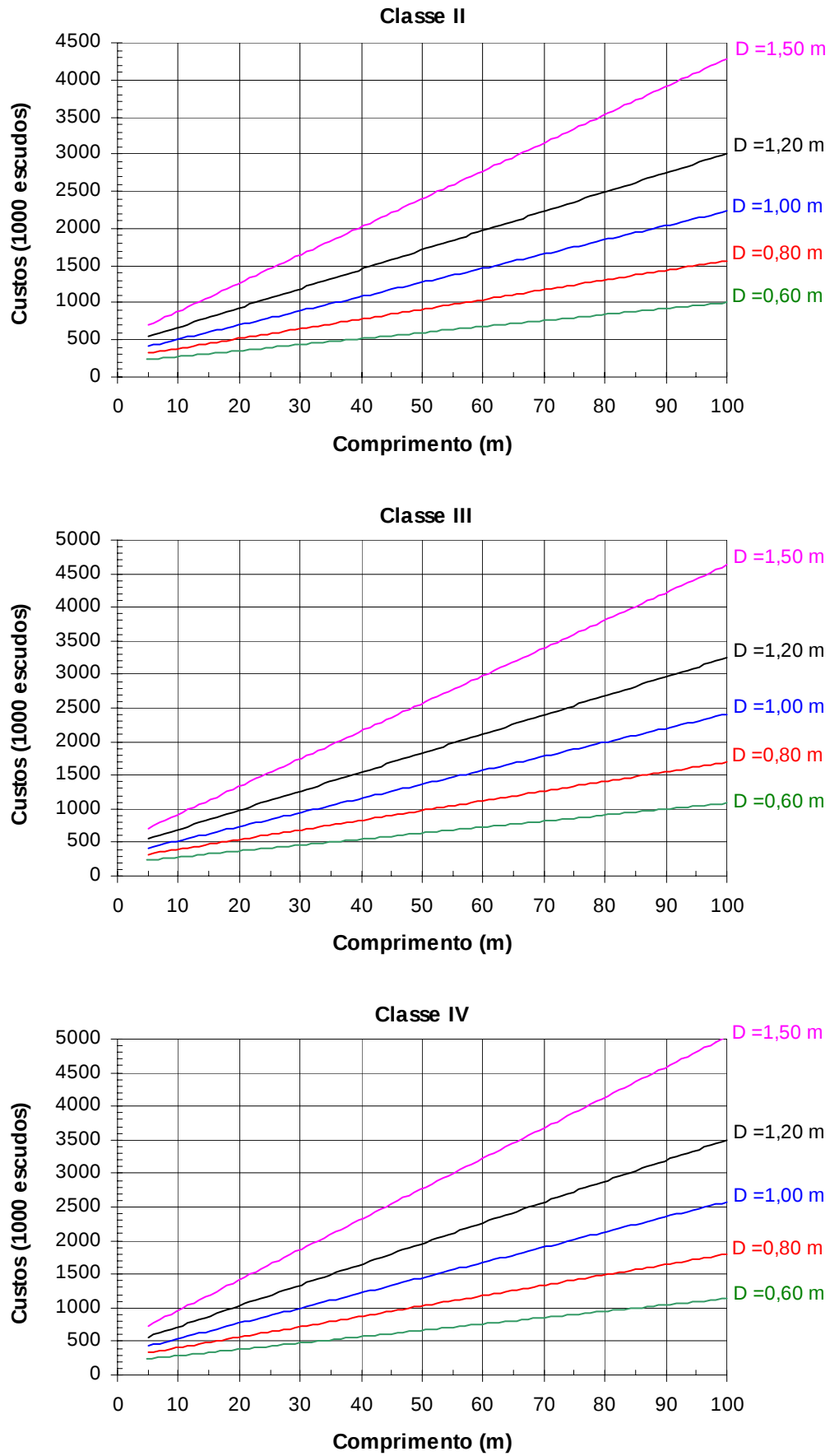


Figura 6.20 – Passagens hidráulicas com aquedutos do tipo A e estruturas de entrada e de saída com muros de ala. Estimativa de custo.

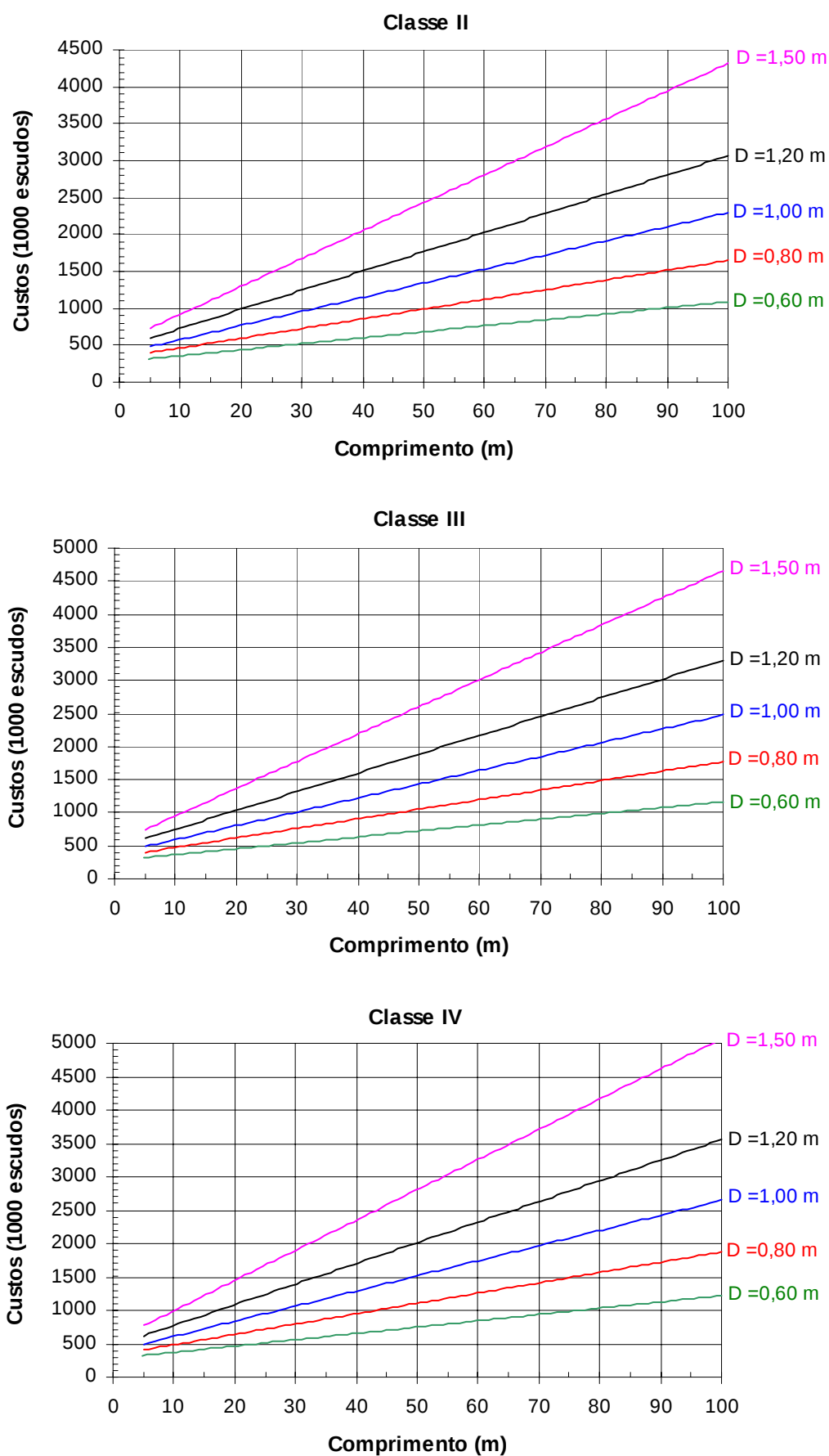


Figura 6.21 – Passagens hidráulicas com aquedutos do tipo A, estrutura de entrada em recipiente e estrutura de saída com muros de ala. Estimativa de custo.

Da análise das Figuras 6.20 e 6.21 verifica-se que os custos são semelhantes, quer se considerem estruturas de entrada com muros de ala, quer se considerem em recipiente com profundidades máximas de 4,50 m. Assim, para os aquedutos com assentamento em coxim de betão, apresenta-se apenas a estimativa de custo para o caso em que as estruturas de entrada e de saída são executadas com muros de ala (Figuras 6.22 e 6.23).

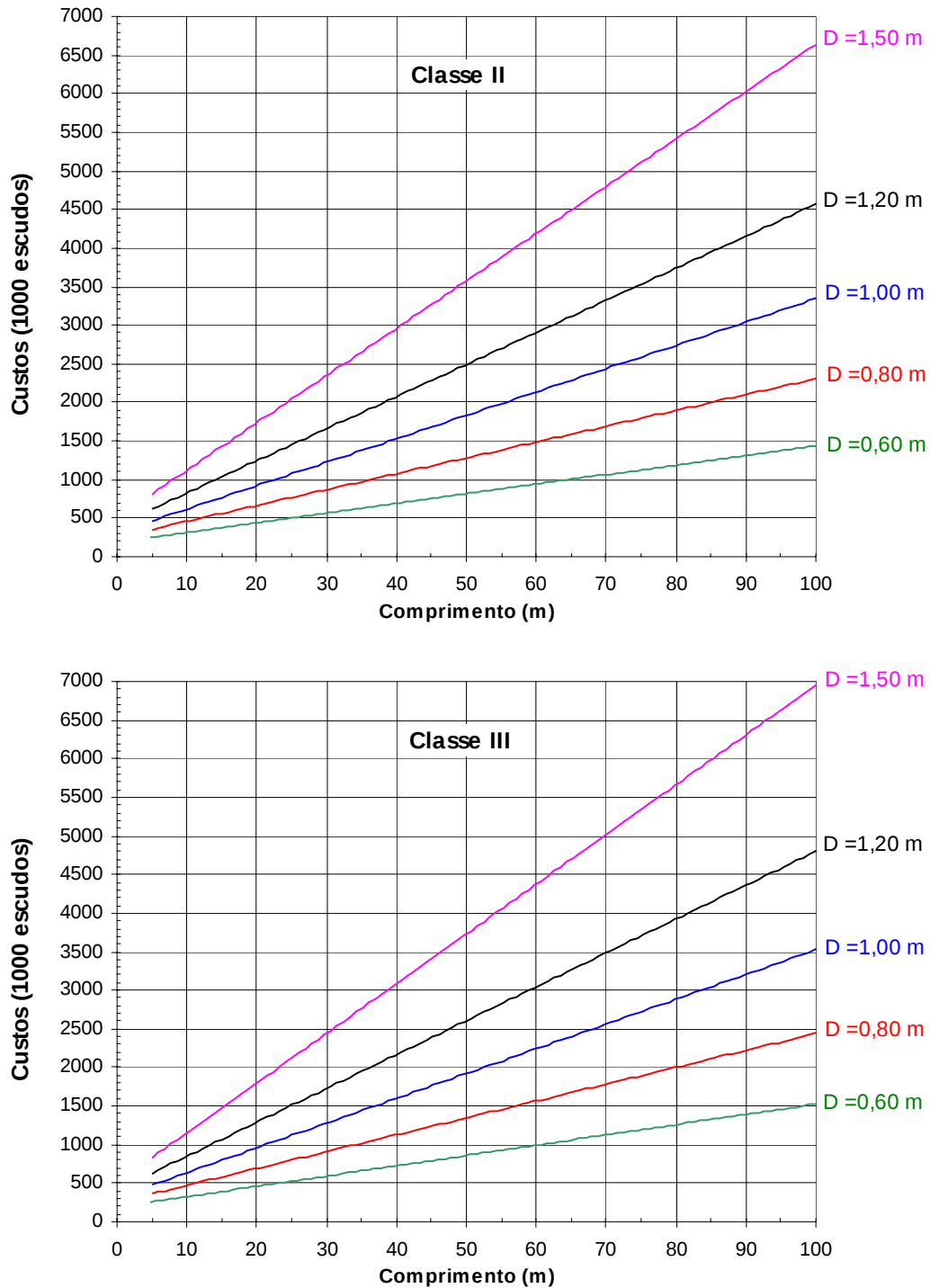


Figura 6.22 – Passagens hidráulicas com aqueduto do tipo B e das classes II e III. Estimativa de custo.

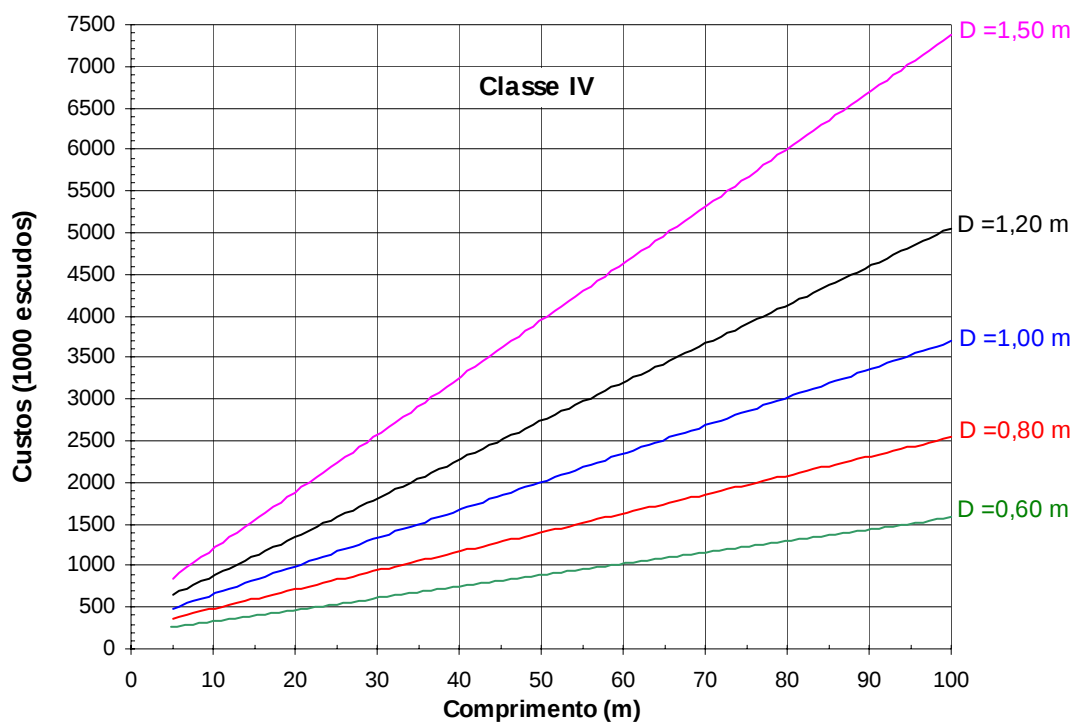


Figura 6.23 – Passagens hidráulicas com aqueduto do tipo B e da classe IV. Estimativa de custo.

De salientar que as estimativas de custo calculadas através das considerações apresentadas nesta secção apenas deverão ser consideradas ao nível do pré-dimensionamento. Para um estudo mais aprofundado poderá ser utilizado o programa de cálculo automático HIDROPAS.