9. RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO

Gianfranco BECCIU*, Alessandro PAOLETTI*, Umberto SANFILIPPO*

9.1 INTRODUÇÃO

Quando uma onda de cheia em um curso d'água natural ou em um sistema de drenagem urbana, na sua propagação para jusante, gera uma atenuação e um retardamento no pico da onda de cheia, denomina-se *amortecimento*.

Os reservatórios de amortecimento são bacias artificiais construídas ao longo de cursos d'água naturais ou no interior do sistema de drenagem urbana, com a finalidade de reduzir o pico das cheias para limites prefixados, dependendo somente da capacidade de condução da vazão por parte do sistema hidráulico de jusante. Um exemplo típico de reservatório de amortecimento são os lagos artificiais criados a partir de uma barragem, que efetuam a redução da vazão inclusive no caso em que não foram projetados expressamente para essa finalidade, como os reservatórios de amortecimento em cursos d'água naturais.

Nos cursos d'água livres, ou seja, não canalizados artificialmente, é frequente a presença de uma sucessão de áreas de livre absorção que, no seu conjunto, têm uma ação atenuadora muito eficaz sobre as cheias, inclusive porque essas áreas de absorção são geralmente acompanhadas de importantes resistências ao movimento causadas pela irregularidade do leito do rio e dos correspondentes desvios e mudanças transversais de quantidade de movimento.

Nos cursos de água confinados, no entanto, a substancial unidimensionalidade do curso d'água elimina ou atenua decisivamente todas as possibilidades da amortecimento e, como consequência, a propagação das ondas repentinas de enxurrada apresenta maiores velocidades e atenuações muito fracas, na prática ligadas apenas às resistências ao movimento.

Principalmente nas áreas urbanizadas, o aumento das vazões associado a essa mesma urbanização, a progressiva eliminação das áreas de livre absorção e o consequente confinamento dos cursos de água e as limitações da sua condutibilidade hidráulica, têm conduzido a situações críticas, com o aumento da frequência de alagamentos e dos consequentes danos a propriedades e pessoas.

Uma consideração atenta das possibilidades de amortecimento já presentes ao longo do curso d'água, pode permitir encontrar uma boa solução, sobretudo, quando não são possíveis nem reestruturações das seções hidráulicas, pela demolição dos assentamentos e das

infraestruturas que eles requerem, nem desvios de parte da vazão de enxurrada repentina através de canais de desvio, pela falta de um destino final adequado.

* Politécnica de Milão, Departamento de Engenharia Hidráulica, Ambiental, Infraestrutura viária, Topografia. Piazza Leonardo da Vinci 32. - 20133 Milão (Itália)

Subsiste, portanto, o importantíssimo tema do projeto de reservatórios aptos a realizar o "controle" da vazão das ondas de cheia visando um nível de proteção hidráulica mais elevado do território urbano e suburbano.

Mas, além desse objetivo hidráulico, os reservatórios constituem uma infraestrutura muito importante que também inclui a finalidade de proteção ambiental do território urbanizado.

De fato, se adequadamente estudados e equipados, eles podem assegurar uma eficaz proteção ambiental, porque eles podem reter e eliminar do despejo uma importante porcentagem dos poluentes transportados pelas águas de chuva, sobretudo aquelas pertencentes ao início do evento (a assim chamada "*primeira chuva*"), permitindo o posterior envio para o tratamento depurativo.

Os reservatórios destinados à proteção hidráulica do território, em relação aos eventos máximos de enxurrada repentina, são denominados "*reservatórios de amortecimento"*, enquanto aqueles destinados a acolher e reter a água da primeira chuva são também denominados *"reservatórios de primeira chuva"*. Sobre estes últimos deve-se consultar o capítulo 13, que trata do assunto com mais detalhes.

Enquanto o aspecto hidráulico está ligado aos eventos pluviométricos mais intensos e mais raros, com a consequente necessidade de se determinar estatisticamente o evento pluviométrico "crítico" adequado para o projeto do reservatório, o aspecto ambiental está, ao contrário, ligado à frequente sucessão de desvios que, provenientes da rede de esgoto, encaminham a sua vazão para os receptores sempre que esta supera aquela outra, mais limitada, compatível com a capacidade hidráulica do sistema a jusante ou com a vazão máxima compatível com o processo bioquímico das estações de tratamento. O projeto dos reservatórios destinados a acolher as águas de primeira chuva, com as suas cargas poluentes, deve, portanto, levar em conta a sucessão contínua e frequente dos eventos de importância média e pequena. Portanto, se trata de volumes de dimensões muito mais limitadas com respeito aos reservatórios necessários para satisfazer às necessidades de funcionamento hidráulico da rede a jusante; eles são frequentemente instalados no interior destes últimos, ou até usam os mesmos coletores que constituem a rede, utilizando o volume interno de modo otimizado com a mais recente técnica de controle em tempo real.

As exigências acima expostas valem tanto para o sistema de esgoto *unitário* como para o *separado*; de fato, a proteção ambiental e hidráulica do coletor pode demandar sempre, em qualquer sistema de esgoto ou de drenagem, não somente o amortecimento da vazão de cheia, mas também a retenção da água de primeira chuva e o seu posterior envio para tratamento.

Definitivamente, a moderna abordagem do projeto de uma nova rede de drenagem, ou a reabilitação de uma existente, deve incluir um processo cauteloso – e a consequente escolha de projeto – levando em conta os reservatórios apropriados para uma proteção hidráulica e ambiental adequada do território.

Tanto os reservatórios de amortecimento, como os reservatórios de primeira chuva podem ser executados ou *em linha* ou *fora de linha*, contudo, na maioria dos casos, as grandes

dimensões necessárias para os reservatórios de amortecimento implicam na sua construção fora de linha ou *em derivação* com relação à rede.

No primeiro caso, (*reservatório em linha)* o reservatório é diretamente ligado aos condutos de entrada e de saída, ou pode também ser constituído de um trecho de esgoto de seção ampliada com relação à seção normal da rede de esgoto; no reservatório em linha, portanto, se a vazão é reduzida, a corrente o percorre pelo fundo, ao longo de uma canaleta apropriada (canaleta do fundo) e sai dele sem causar nenhum represamento; para vazões maiores a corrente se alarga e invade o reservatório. O controle da dinâmica do reservatório está ligado à característica hidráulica da estrutura de descarga; o projeto detalhado é, portanto, decisivo para se obter o efeito desejado do reservatório.

No segundo caso (reservatório *fora de linha* ou *em derivação)* o reservatório é executado separadamente da rede de esgoto e recebe a corrente somente quando a vazão de esgoto supera um valor prefixado e é desviada por um dispositivo de derivação apropriado localizado logo a montante do reservatório. O controle da dinâmica do reservatório está, neste caso, ligado às características hidráulicas tanto da estrutura de derivação, que regula a vazão que entra no reservatório, como do descarregador a jusante.

Os esquemas indicados na Figura 9.1 se referem a casos em que um único reservatório, em linha ou fora de linha, é construído para ambas as finalidades ambiental e hidráulica, e para os sistemas unitário ou separado. O reservatório é, portanto, constituído de dois setores hidraulicamente independentes, o primeiro menor para as águas da primeira chuva, e o segundo para o amortecimento das águas de pico de cheia.

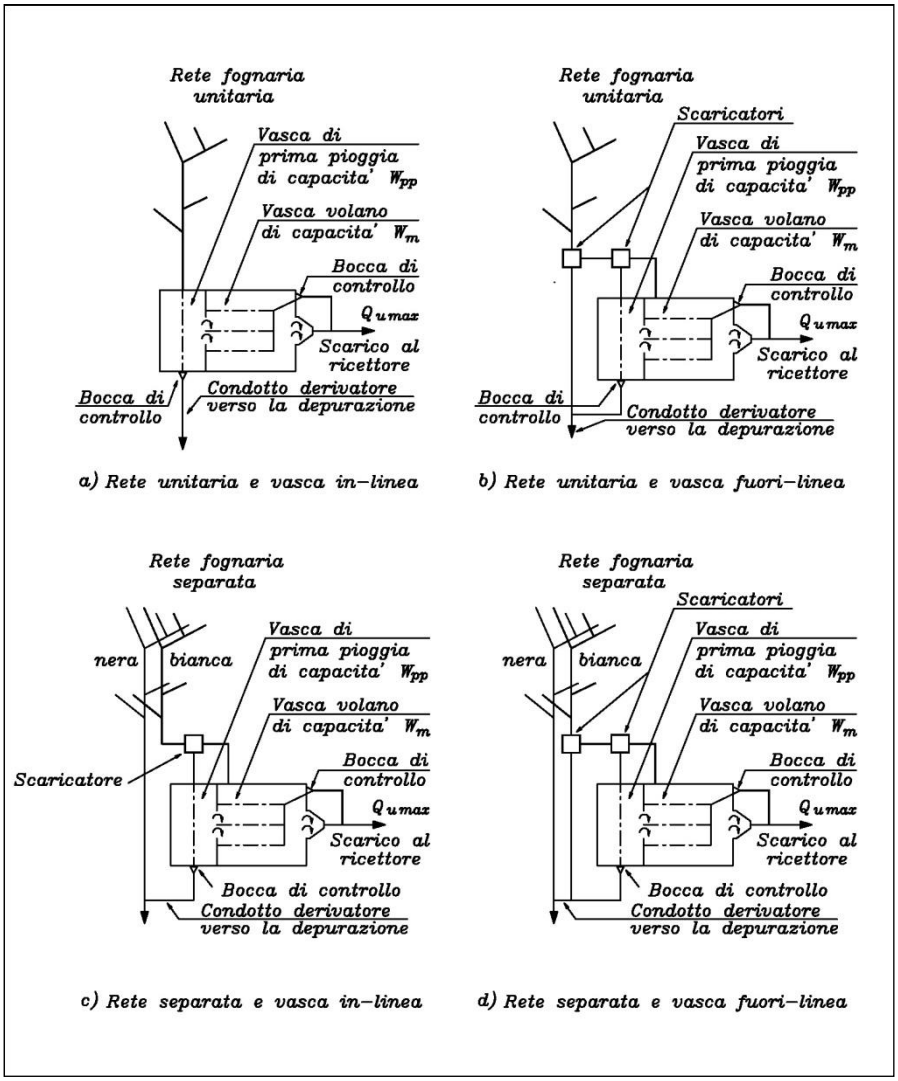


Figura 9.1 Esquemas de redes unitárias e separadas com reservatório de primeira chuva e reservatório de amortecimento, em linha e fora de linha.

Legenda da figura:

Rete fognaria unitaria = rede de esgoto unitária

Vasca di prima pioggia di capacitá = reservatório para contenção de primeira chuva

Vasca volano di capacitá = reservatório de amortecimento de cheia

Bocca di controllo = estrutura de controle
Scarico al ricettore = despejo no receptor
Condotto derivatore verso la depurazione = conduto derivador em direção ao tratamento
Nera = esgoto sanitário
Bianca = águas pluviais
Scaricatore = estrutura de descarga
Rete unitaria e vasca in-línea = a) rede unitária e reservatório em linha
Rete unitária e vasca fuorí-línea = b) rede unitária e reservatório fora de linha
Rete separata e vasca in-línea = c) rede separada e reservatório em linha
Rete separata e vasca fuorí-línea = d) rede separada e reservatório fora de linha

Deve ser registrado que a dinâmica devida ao acúmulo temporário de uma onda de cheia determina vários efeitos, tanto na redução da vazão no pico, objetivo principal do amortecimento, como na desaceleração da cheia conduzida a jusante (Figura 9.2) com o respectivo aumento do tempo de concentração, que em termos de bacia, na combinação dos hidrogramas provenientes das diversas sub-bacias, pode contribuir para realizar a desejada redução do pico da cheia.

Além disso, deve ser observado que a necessidade de amortecer a cheia será tanto mais distribuída na bacia quanto mais intenso for o desenvolvimento urbanístico e o consequente risco crescente na condução da cheia. À distribuição da insuficiência hidráulica ao longo de toda a rede deve corresponder uma distribuição em paralelo dos reservatórios de amortecimento.

Portanto, o planejamento da proteção hidráulica do território frequentemente identifica sistemas complexos de reservatórios de amortecimento com conexão em série ou em paralelo, em linha ou fora de linha, que tenham a finalidade de reconduzir a onda da cheia que se desenvolve e se propaga nas diversas linhas da rede de volta aos limites impostos pelas restrições físicas existentes.

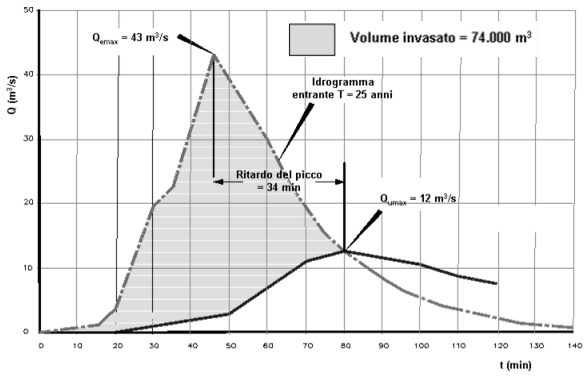


Figura 9.2 Efeito de amortecimento: redução e retardamento do pico da cheia.

Legenda da figura:

Volume invasato = volume represado

Idogramma entrante T = 25 anni = Hidrograma de entrada T = 25 anos

Ritardo del pico = Retardamento do pico

O planejamento hidráulico moderno, portanto, pode apenas "projetar" a onda da cheia para um determinado tempo de retorno, individualizando, mediante aprovação do modelo de simulação hidrodinâmico, o melhor plano de intervenção para se obter a desejada redução da vazão de pico.

Em muitas situações, a escolha das soluções ótimas, necessariamente numerosas e em geral não claramente classificáveis através de uma análise custo-benefício, torna-se um difícil desafio que demanda o esforço conjunto, além do engenheiro hidráulico, também de ambientalistas, urbanistas, paisagistas, economistas, sociólogos, além das naturalmente determinantes decisões em nível político.

Além disso, não só é difícil a escolha da combinação e do planejamento da intervenção de amortecimento, mas é também difícil a escolha da classificação de cada um deles, devido à convergência de interesses e consequências presentes ou previsíveis na área estabelecida para acolher os reservatórios. Isto está bem representado no gráfico da Figura 9.3 (Walesh, 1989; USEPA, 1999) que mostra como, com o passar do tempo, os objetivos dos reservatórios de amortecimento são progressivamente ampliados, passando de reservatório destinado apenas ao controle de cheias (reservatório com uma finalidade) para reservatórios de múltiplas finalidades, estudados também para finalidades urbanísticas, de paisagismo ou de recreação, ou seja, destinados à melhoria da qualidade da água da cheia ou também à recuperação e reutilização dessa mesma água depois de represada.

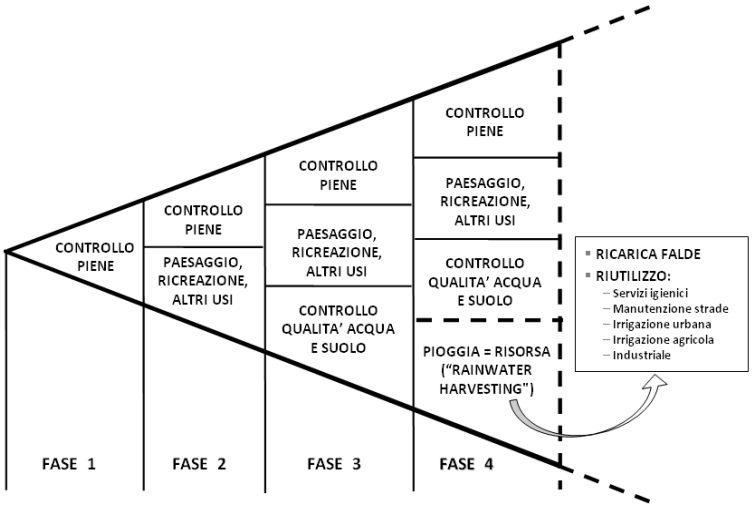


Figura 9.3 A progressiva ampliação da finalidade do reservatório de amortecimento [adaptado por: Walesh, 1989; USEPA, 1999].

Legenda da figura:
Controllo Piene = controle de cheia
Paesaggio ricreazione, altri usi = paisagem, recreação, outros usos
Controllo qualitá acqua e suolo = controle da qualidade da água e do solo
Pioggia e risorsa = utilização de águas pluviais
Ricarica falde = recarga do lençol subterrâneo
Riutilizzo = reuso
Servizi igienici = função sanitária
Manutenzione strade = manutenção de estradas
Irrigazione urbana = irrigação urbana
Irrigazione agrícola = irrigação agrícola
Industriale = industrial

É, portanto, necessário aplicar os diversos critérios de projeto que integram os múltiplos aspectos relativos à valorização e à gestão da área destinada à intervenção de proteção hidráulica. Tais critérios envolvem não somente os aspectos hidráulicos, mas com a mesma importância, também aqueles que se referem à criação de hidropaisagens capazes de permitir o melhoramento da qualidade da água e a valorização da área de amortecimento, do ponto de vista ambiental, recreativo, paisagístico e agrícola, conforme a frequência prevista para o seu alagamento.

Da análise multidisciplinar, que procura valorizar as questões apresentadas pelas partes interessadas locais, emergem frequentemente diversas possibilidades de cenários de interven-

ção, todos equivalentes com respeito à proteção hidráulica, mas que se diferenciam com relação à destinação do uso do território escolhido como prioritário. Cada uma dessas características criará, portanto, uma *'hidropaisagem'* diferente, construída com base nos dispositivos de amortecimento e no projeto de gestão qualitativa e quantitativa da água.

Além disso, deve ser dedicada uma atenção especial aos procedimentos de conciliação com os atores locais, sejam eles institucionais ou não institucionais. A complexidade do processo de ativação demonstra como as decisões pertinentes às intervenções de defesa hidráulica não podem prescindir da política do governo do território, sob a ótica mais ampla e geral.

Este capítulo é dedicado aos critérios do projeto hidráulico de reservatórios de amortecimento. No capítulo 9.2 são apresentadas as equações fundamentais do processo de amortecimento capazes de descrever completamente o fenômeno que ocorre no curso de uma cheia transitória genérica. No capítulo 9.2 são descritos os critérios clássicos de dimensionamento simplificado de um reservatório de amortecimento, enquanto no capítulo 9.4 são citados brevemente os critérios probabilísticos de dimensionamento. Nos capítulos subsequentes são expostos os principais aspectos construtivos e de engenharia.

9.2 AS EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS DO AMORTECIMENTO

9.2.1 Introdução

No estudo do amortecimento devido à expansão da onda de cheia, deve-se distinguir o caso em que essa expansão se comporta como o próprio reservatório e o caso no qual ela mantém uma função de propagação da onda. No primeiro caso, sendo praticamente nula a velocidade, o transitório é caracterizado por um movimento vertical da superfície livre horizontal (também chamado de funcionamento *estático*, em inglês *uniform storage*): na direção para o alto, na fase de enchimento do reservatório, e na direção para baixo na fase de esvaziamento. No segundo caso, também se encontra presente um movimento de transporte da água com componentes de velocidade transversal e longitudinal (funcionamento do tipo *propagatório*, em inglês *non-uniform storage):* consegue-se que a superfície livre apresente inclinações variáveis no espaço e no tempo em função do campo de velocidades que se estabelecem nos diversos instantes do movimento variado. Em relação a essa diferença comportamental, no primeiro caso o estudo do amortecimento pode ser conduzido com o modelo clássico regido pela equação de continuidade do reservatório; no segundo caso, contudo, devem-se utilizar modelos propagatórios do tipo bidimensional ou pelo menos modelos monodimensionais que contenham procedimentos aproximados que avaliem o efeito do reservatório na expansão.

Na realidade, o rio pode apresentar um ou outro comportamento, ou uma sucessão de ambos em função das características topográficas e hidráulicas locais e em função das escolhas de engenharia. Em outros termos, uma área para um possível amortecimento da cheia pode funcionar ou pode ser organizada com margens, vegetação, atividade agrícola, etc., de

modo que ela possa funcionar como reservatório puro ou como amortecimento com propagação, com diferentes efeitos de amortecimento.

Os métodos de cálculo mais empregados se baseiam no modelo clássico do reservatório estático largamente utilizado na aplicação prática.

9.2.2 Representação matemática

Os fatores que influenciam o efeito de amortecimento que é realizado por um reservatório do tipo *estático*, são o volume máximo nele contido, a sua geometria e as características das instalações de despejo.

O processo de amortecimento no tempo t é descrito matematicamente pelo seguinte sistema de equações:

- equação diferencial de continuidade:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt} \tag{1}$$

- equação que rege a operação de descarga do reservatório:

$$Q_u = Q_u[H(t)] \tag{2}$$

- curva cota-volume, exprime a relação geométrica entre o volume represado e o nível no reservatório:

$$W = W[H(t)] \tag{3}$$

onde $Q_e(t)$ representa a vazão afluente, $Q_u(t)$ a efluente, $W(t)$ o volume represado, $H(t)$ o nível no reservatório.

Uma vez conhecida a onda de cheia que entra $Q_e(t)$ e conhecida as funções (2) e (3), a integração do sistema (1) (2) (3) permite calcular as três funções incógnitas $Q_u(t)$, $H(t)$ e $W(t)$.

Em geral, o cálculo se refere a um evento de cheia que entra $Q_e(t)$ selecionado como "evento de projeto" e procura uma solução que faça com que a vazão efluente $Q_u(t)$ seja sempre inferior ou no máximo igual a um limite máximo prefixado $Q_{u\,max}$ individualizado em função da capacidade de escoamento em condições de segurança do curso d' água fluvial a jusante do reservatório de amortecimento.

A onda da cheia de projeto $Q_e(t)$ é determinada analisando-se o comportamento do sistema hídrico a montante. Na maior parte das situações de interesse, esse sistema consiste de uma bacia hidrográfica natural ou urbana, e, portanto, a onda que entra depende do modelo de afluente-efluente que é utilizado para a modelação hidrológica dessa bacia, levando em conta o nível de risco prescrito para o projeto. A segunda função se origina das características do sistema de saída da água do reservatório. Essas características devem ser determinadas preventivamente em relação ao máximo valor que se quer obter para a vazão efluente $Q_{u\,max}$ e ao

nível hídrico H_{max} no reservatório e, em geral, a algum outro vínculo de projeto eventual existente. A terceira função representa as características geométricas do reservatório.

O sistema composto pelas três equações pode ser integrado de forma fechada somente quando as relações (2) e (3) e a onda de cheia na entrada do reservatório são representados através de expressões analíticas simples. As hipóteses básicas para uma determinação desse tipo são muito simplificadas e podem ser usadas para se chegar a critérios de dimensionamento e não para representar situações reais.

Frequentemente, a vazão afluente é uma função não exprimível analiticamente como no caso de uma onda de cheia devida a uma chuva observada; ou a relação cota-volume (3) pode ser complicada devido à geometria do reservatório. Afinal, também a equação de efluência pode não ser facilmente representável, como, por exemplo, se verifica no caso em que se têm diversos dispositivos de saída, de características diferentes e previstos para entrar em funcionamento em diversas cotas. Em todos estes casos, a equação (1) deve ser integrada numericamente por meio de diferenças finitas, sendo reescrita na forma:

$$\frac{Q_e(t)+Q_e(t+\Delta t)}{2} - \frac{Q_u(t)+Q_u(t+\Delta t)}{2} = \frac{W(t+\Delta t)-W(t)}{\Delta t} \tag{4}$$

Utilizando as equações (2) e (3) é possível reduzir o número de funções incógnitas, exprimindo-se o volume $W(t)$ em função da vazão efluente $Q_u(t)$ ou ambas em função da queda hídrica $H(t)$.

Se por exemplo, for considerado um efluente com queda com uma soleira fixa, e uma relação cota-volume linear, como ocorre se a área do reservatório for constante com a variação da queda hídrica $H(t)$, teremos:

$$Q_u(t) = \mu_{effl} \cdot A_u \cdot \sqrt{2g \cdot H(t)} \tag{2'}$$

$$W(t) = A \cdot H(t) \tag{3'}$$

onde μ_{effl} é o coeficiente de efluente, A_u a área da soleira fixa e A a área do reservatório. Substituindo em (4) teremos:

$$\frac{Q_e(t)+Q_e(t+\Delta t)}{2} - \mu_{effl} \cdot A_u \cdot \sqrt{2g} \cdot \frac{H(t)^{1/2}+H(t+\Delta t)^{1/2}}{2} = A \cdot \frac{H(t+\Delta t)-H(t)}{\Delta t} \tag{5}$$

Resolvendo esta equação por intervalos de tempo a partir do instante inicial $t = 0$, em cada passo se pode determinar a única incógnita $H(t+\Delta t)$, sendo o valor de $H(t)$ extraído na etapa precedente. Neste caso, como ocorre geralmente, a equação resultante não é explicitável na função incógnita e deve ser resolvida numericamente com procedimentos iterativos.

Uma aproximação alternativa para a integração da equação da continuidade (4) consiste na aplicação do método Runge-Kutta. Este método, que usa a integração da equação diferencial com diferenças finitas, calcula o incremento da função incógnita em cada passo da integração, através da combinação de estimativas simplificadas do valor da função em certo número de pontos intermediários. Mesmo que o esquema de soluções geralmente recomendado

seja o de quarta ordem, neste caso específico um esquema muito simples de terceira ordem é geralmente suficientemente preciso. Sem entrar no detalhe do método pelo qual se recomenda o teste de cálculo numérico [por exemplo, Press et al, 1990], são fornecidas as seguintes equações para a sua aplicação, onde $H_j = H(j \cdot \Delta t)$:

$$H_{j+1} = H_j + \Delta H \qquad \text{com} \qquad \Delta H = \frac{\Delta H_1}{4} + \frac{3\Delta H_3}{4} \tag{6}$$

$$\Delta H_1 = \frac{Q_e(t_j) - Q_u(H_j)}{A(H_j)} \Delta t \tag{6a}$$

$$\Delta H_2 = \frac{Q_e\left(t_j + \frac{\Delta t}{3}\right) - Q_u\left(H_j + \frac{\Delta H_1}{3}\right)}{A\left(H_j + \frac{\Delta H_1}{3}\right)} \Delta t \tag{6b}$$

$$\Delta H_3 = \frac{Q_e\left(t_j + \frac{2\Delta t}{3}\right) - Q_u\left(H_j + \frac{2\Delta H_2}{3}\right)}{A\left(H_j + \frac{2\Delta H_2}{3}\right)} \Delta t \tag{6c}$$

Uma vez resolvido o sistema de equações e, portanto, calculadas as funções incógnitas $Q_u(t)$, $H(t)$ e $W(t)$, podem ser individualizados os respectivos valores máximos $Q_{u\,max}$, H_{max} e W_{max}, verificando-se se esses são compatíveis com o vínculo atribuído.

Esses valores máximos são observados na fase de recessão da cheia que entra e em um determinado instante em que a vazão na saída Q_u torna-se equivalente à vazão de entrada Q_e; de fato, se essas duas vazões coincidirem, a equação da continuidade (1) mostrará que no mesmo instante vale $dW/dt = 0$, o que indica a condição de máximo W_{max} da função $W(t)$, com a consequente condição de máximo também da função $Q_u(t)$ e $H(t)$, devido às relações biunívocas (2) e (3) que ligam essas funções ao volume do reservatório W.

Reunindo em um gráfico as ondas afluente e efluente de um reservatório genérico, o volume máximo do reservatório W_{max} é dado pela área compreendida entre as duas curvas, até que seja atingida a vazão máxima de saída $Q_{u\,max}$ (Figura 9.4).

Como se pode notar, o efeito do amortecimento consiste tanto na redução da vazão de pico de saída $Q_{u\,max}$ com respeito à vazão máxima de pico de entrada $Q_{e\,max}$, como na defasagem de tempo entre os dois picos, com uma desaceleração benéfica total da cheia efluente com respeito à afluente.

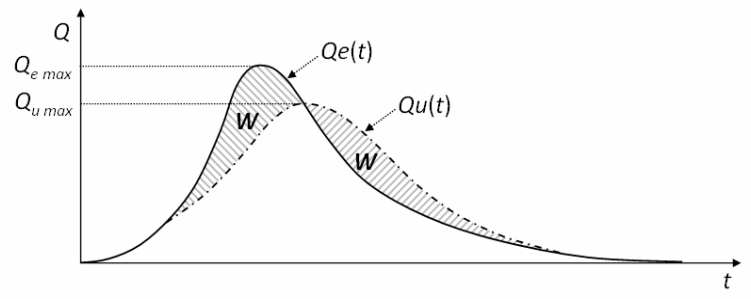


Figura 9.4 Representação esquemática do processo de amortecimento.

No caso geral em que a onda de cheia contém muitos picos, a individualização do volume de amortecimento é mais trabalhosa, devendo-se proceder á soma algébrica dos volumes através do represamento e esvaziamento durante o funcionamento do reservatório (exemplo da Figura 9.5). Em cada caso, as condições de máximo e mínimo relativo das funções $Q_e(t)$, $H(t)$ e $W(t)$ são encontradas agora em correspondência aos pontos de interseção entre o hidrograma afluente e o efluente, onde a primeira derivada do hidrograma efluente é nula.

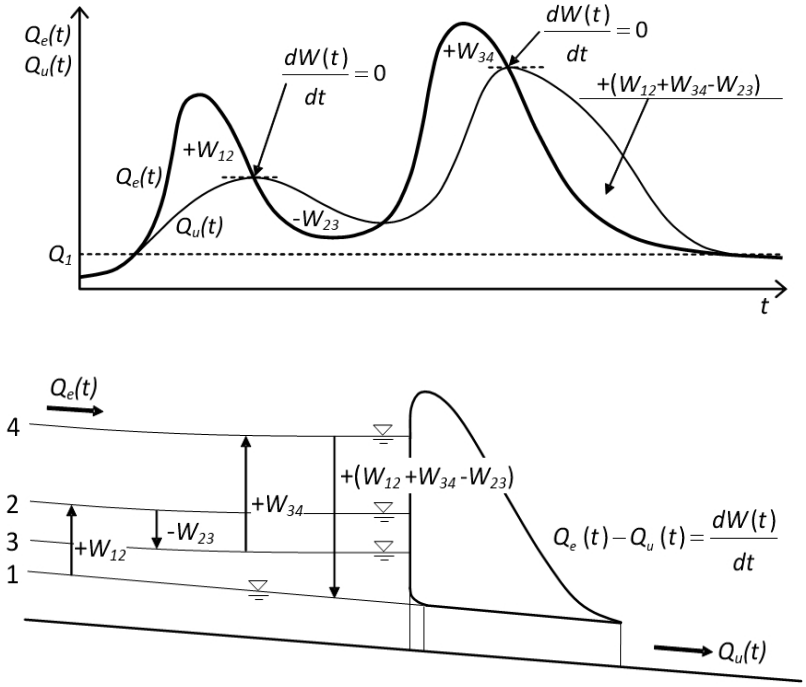


Figura 9.5 Representação esquemática do processo de amortecimento.

Além disso, é necessário destacar que o fenômeno do amortecimento é de fato mais influenciado dominado pelo volume do que pela vazão da onda afluente (Figura 9.6).

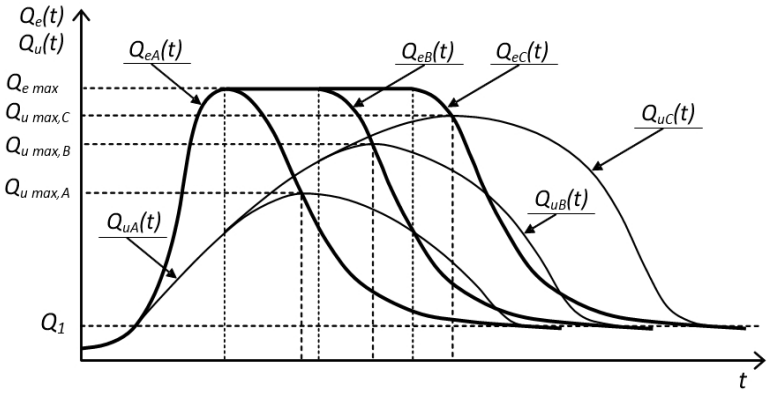


Figura 9.6 Amortecimento de ondas de cheia com vazões de pico iguais, mas com volumes diferentes.

9.2.3 Operações de extravasão

A vazão efluente do reservatório pode apresentar diferentes evoluções com o tempo, conforme as características da operação de despejo e do tipo de funcionamento previsto. Quando o reservatório a ser construído for destinado exclusivamente ao amortecimento, o extravasor deve satisfazer à dupla exigência de regular a vazão de saída em condição de cheia, e não criar obstáculo à vazão fluvial da estiagem. Nessa situação, podem ser adaptadas simples soleiras com desnível localizadas em correspondência ao leito fluvial da estiagem, devendo este ser dimensionado de modo a permitir a condução com superfície livre da vazão de estiagem e de atenuar a vazão de cheia, funcionando sob o desnível como limitador da vazão e permitindo assim o represamento no reservatório. A equação que descreve o funcionamento da soleira com desnível é indicada abaixo:

$$Q_u = \mu_{effl} \cdot A_u \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \qquad (7)$$

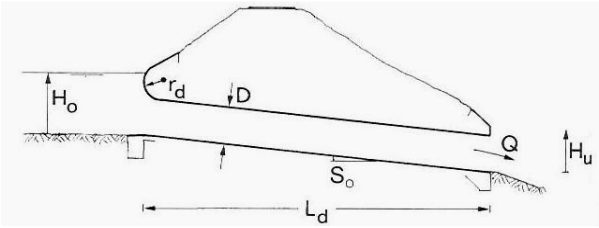
onde A_u é a área da soleira; H é a queda sobre a soleira, isto é a diferença do nível d'água existente entre a carga a montante e o centro de gravidade da soleira e μ_{effl} é o coeficiente de efluente, de cujo valor depende o tipo de contração que sofre a queda; ele pode assumir um valor igual a 0,6 para soleira circular ou retangular de aresta viva. A Figura 9.7 mostra a variação da equação de efluencia na passagem da condição de sistema de superfície livre para

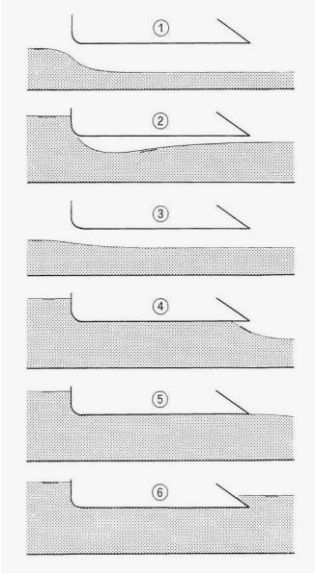
aquela sob o desnível; através desta fica evidente a ação de limitação da vazão exercida pelo comportamento sob pressão.

Normalmente, os reservatórios de amortecimento também são dotados de um extravasor de superfície, constituído geralmente de um canal de desvio com a função de descarga de emergência. A equação que calcula o efluente de uma soleira no canal de desvio retilíneo, sem estreitamento, é a seguinte:

$$Q_u = \mu_{effl} \cdot L \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \tag{5}$$

onde L é o comprimento do canal de desvio, H é a carga do canal sobre o canal de desvio, isto é a diferença de cota entre a superfície livre do reservatório, medida suficientemente a montante para evitar o efeito de sucção para a estrutura de descarga e da borda da lâmina, e μ_{effl} é o coeficiente de descarga que depende da característica construtiva da lâmina, e também, em medida menor, da carga H sobre o canal de desvio. Para o canal de desvio conforme Bazin o valor de μ_{effl} é aprox. 0,4, para o canal de desvio com soleira larga 0,385 e para a soleira perfilada conforme Creager 0,48/0,49.





1) $H_0 < 1.2 \cdot D$ e $S_0 > S_{critica}$
la corrente passa per l'altezza critica all'imbocco

2) $H_0 > (1.2 \cdot D \div 1.5 \cdot D)$
se la corrente è ben aerata da valle l'efflusso è uguale a quello sotto una paratoia

3) $H_0 < 1.2 \cdot D$ e $S_0 < S_{critica}$
si sviluppa un moto a pelo libero controllato dalle condizioni di valle;

4) $H_u < D$ e $S_0 < S_{critica}$
il condotto è parzialmente pieno

5) $H_u = D$
il condotto è totalmente pieno; la corrente a valle potrebbe essere veloce

6) $H_u > D$ e $S_0 < S_{critica}$
il condotto è parzialmente pieno, con corrente lenta a valle.

Figura 9.7 Variações da curva de descarga na passagem da condição de superfície livre para aquela sob o desnível; o funcionamento hidráulico varia em função do desnível e do declive, produzindo 6 situações diferentes [Chow, 1959].

<u>Legenda da figura:</u>
la corrente passa.... imbocco = o escoamento passa pela profundidade crítica na entrada
se la corrente... una paratoia = se a corrente for bem aerada a jusante, a vazão efluente é igual à observada abaixo de uma comporta
si sviluppa....di valle; = desenvolve-se um movimento com superfície livre controlado pela condição a jusante;
il condotto è...pieno = o conduto está parcialmente cheio
il condotto è ....essere veloce = o conduto está totalmente cheio; o escoamento a jusante pode ser rápido
il condotto....a valle = o conduto está parcialmente cheio, com escoamento lento a jusante

Na Figura 9.8 é mostrado um exemplo da curva de descarga com soleira com desnível no fundo e com canal de desvio na superfície. Pode-se notar como, para baixas vazões (efluente com superfície livre ao longo do descarregador de fundo), a curva de descarga é crescente de modo mais que proporcional com respeito à vazão, sendo esta uma situação análoga àquela de um canal prismático com superfície livre. Depois, com o aumento do nível no reservatório, um transitório do tipo pulsante precede a passagem para o funcionamento do descarregador sob pressão. Por fim, uma vez que o volume através do reservatório tenha levado o nível d'água a superar o nível de extravasamento, a ativação do canal de desvio na superfície provoca um forte incremento da vazão de saída, que cresce rapidamente com a queda da lâmina d'água sobre o canal de desvio.

Na Figura 9.9 por outro lado, é mostrado um exemplo da curva de descarga para um extravasor afogado, a qual, no exemplo, é o vertedor tipo tulipa, para a descarga da cheia do reservatório a montante de uma barragem. Para esse tipo de dispositivo, são mostradas as evoluções qualitativas do hidrograma de saída nos dois casos nos quais, durante a passagem da cheia, o afogamento do vertedor pode ou não ocorrer.

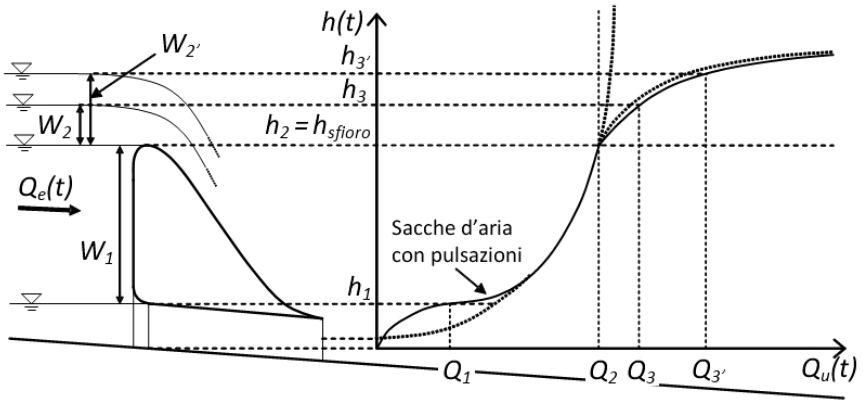


Figura 9.8 Curva de descarga em vertedor com soleira livre com desnível no fundo e canal de desvio na superfície.

Legenda da figura:
Sacche d'aria con pulsazioni = bolsa de ar com pulsação

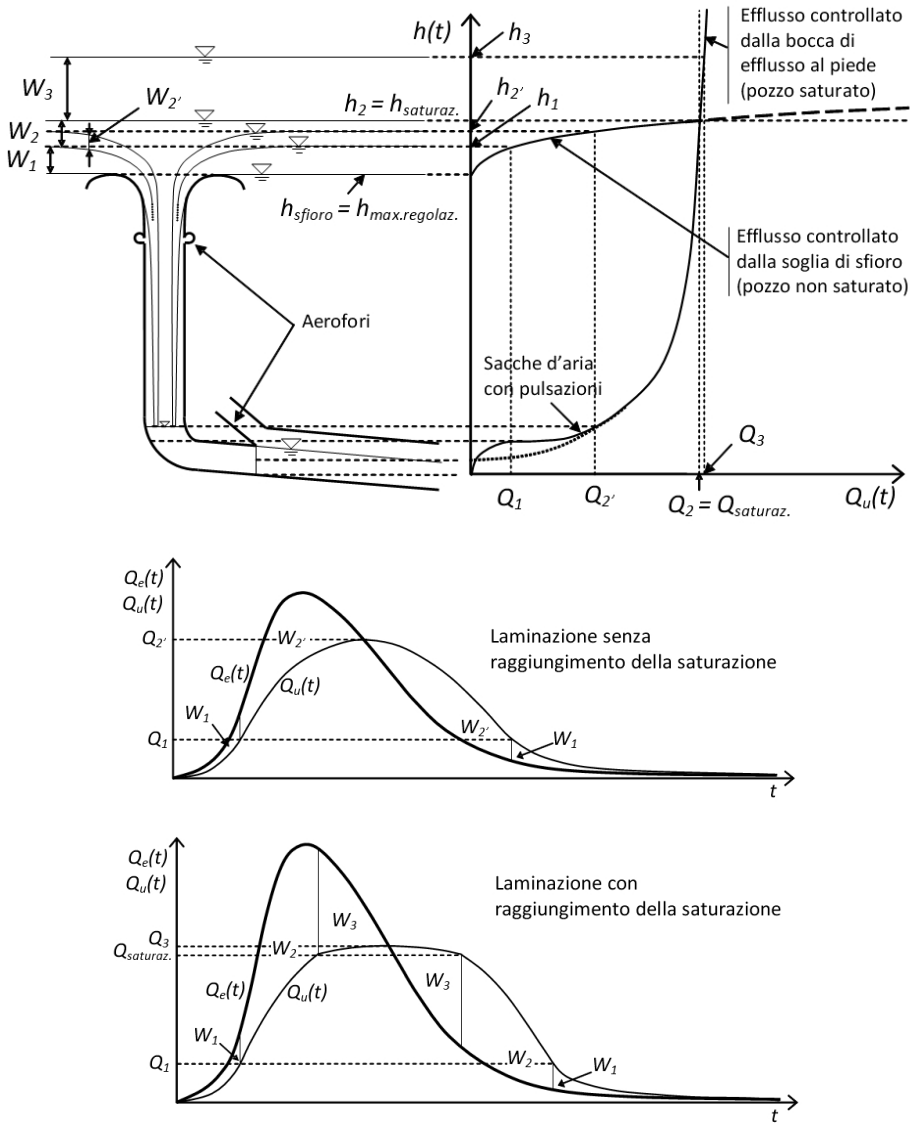


Figura 9.9 Linha d'água para um vertedor tulipa afogado com soleira com canal de desvio na superfície e desnível no fundo.

<u>Legenda da figura:</u>
Effluso controllato dalla....(pozzo saturato) = Efluente controlado pela abertura de descarregador no fundo (vertedor afogado)

Efflusso controllato dalla....(pozzo non saturato) = Efluente controlado pela soleira de desvio (vertedor não afogado)
Saturaz. = afogamento
H sfioro = h max. regolaz. = h do desvio = h máx. regulação
Aerofori = aeradores
Sacche d'aria con pulsazioni = bolsa de ar com pulsação
Laminazione senza raggiungimento della saturazione = amortecimento sem afogamento do vertedor
Laminazione con...saturazione = amortecimento com afogamento do vertedor

9.2.4 Amortecimento ótimo

Particularmente significativo é o caso simplificado do "amortecimento ótimo", que se obtêm quando a vazão é constante durante a fase de pico (Figura 9.10). Pode-se observar de imediato que, uma vez prefixado o valor $Q_{u\,max}$ e mantendo-se a vazão de saída constante e equivalente a ele, será mínimo o volume de amortecimento W^* necessário; ou seja além do volume de represamento disponível W^*, será mínimo o valor resultante de $Q_{u\,max}$, obtendo-se assim o máximo efeito de amortecimento.

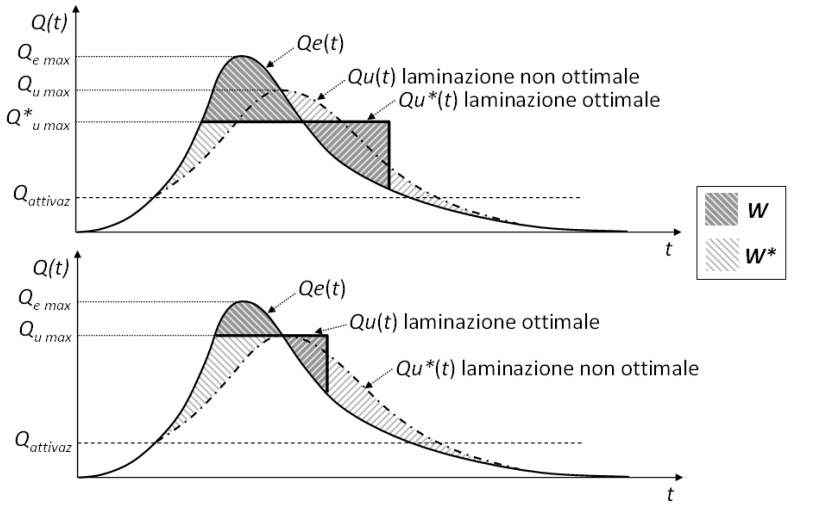


Figura 9.10 Amortecimento ótimo com relação ao volume acumulado W (acima) e à vazão de saída máxima $Q_{u\,max}$ (abaixo).

Laminazione non ottimale = amortecimento não otimizado
Laminazione ottimale = amortecimento ótimo

Este esquema de regulagem pode ocorrer quando a descarga efluente é controlada por uma estação elevatória com vazão $Q_{u\,max}$ ou com o uso de uma automatização apropriada para a regulagem dos despejos, como reguladores de vazão que modificam a soleira de descarga em função da queda, de modo a manter quase constante a vazão de saída $Q_{u\,max}$, ou a adoção de um vertedor do tipo *Hydrobrake* (ver capítulo 9.4), ou através de despejos superficiais sujeitos a afogamento, como por exemplo o vertedor tipo tulipa, que seguem uma curva de descarga tipo canal de desvio para cargas limitadas ($Q_u = k_1 \cdot H^{3/2}$), e do tipo soleira com desnível para cargas maiores ($Q_u = k_2 \cdot H^{1/2}$) (Figura 9.9).

Nos casos em que o amortecimento é considerado ótimo, calcula-se em seguida o volume de amortecimento W^*, mas em que a modalidade de despejo não permite respeitar perfeitamente a condição da vazão de saída constante, deve-se introduzir um coeficiente que aumente o volume de amortecimento ótimo. Este coeficiente de aumento pode ser entre 1,2 e 1,5.

9.2.5 Reservatórios fora de linha

Os reservatórios fora de linha são executados em derivação ao curso da água ou ao coletor e são alimentados somente através da operação de represamento, e são geralmente constituídos por soleira de desvio executada mediante um rebaixamento das margens para uma cota apropriada. A jusante da operação poderá ser necessário executar uma barragem ou uma restrição do leito para melhorar, para efeito de retorno, a eficiência hidráulica da operação de represamento. A restituição do volume represado, para o leito ou em direção a outros destinos, ocorre através de descarregador no fundo do reservatório. A Figura 9.11 mostra esquematicamente o amortecimento realizado por um reservatório sem remanso fora de linha do curso de água.

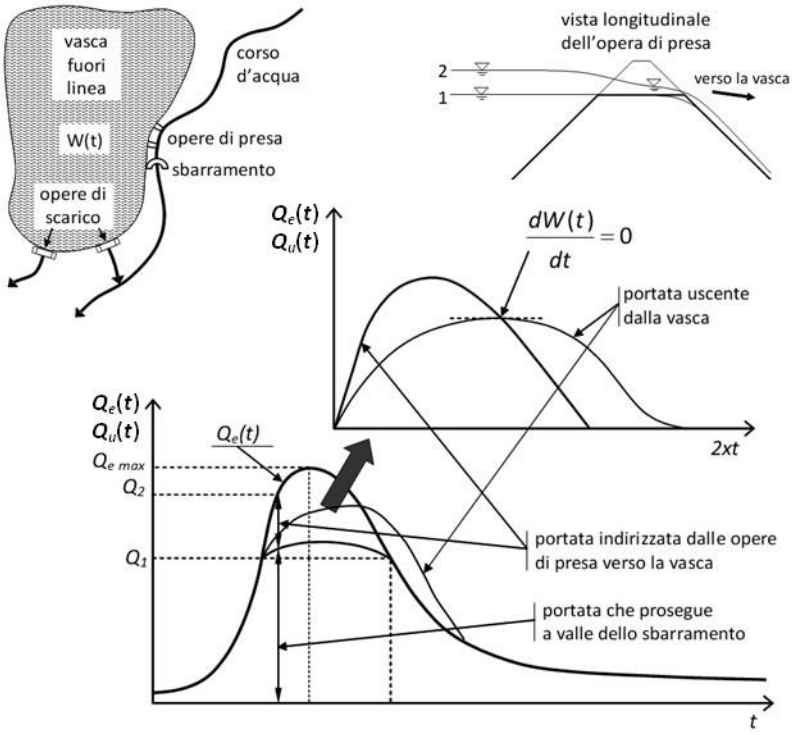


Figura 9.11 Amortecimento realizado por um reservatório fora de linha.

Legenda da figura:
Vasca fuori linea = reservatório fora de linha
Corso d'acqua = curso d'água
Opere di presa = operação de represamento
Sbarramento = barragem
Opere di scarico = operação de descarga
Vista longitudinale dell'opera di presa = vista longitudinal da operação de represamento
Verso la vasca = para o reservatório
Portata uscente dalla vasca = vazão de saída do reservatório
Portata indirizzata dalle opere di presa verso la vasca = vazão enviada pela operação de represamento na direção do reservatório
Portata che prosegue a valle dello sbarramento = vazão que continua a jusante da barragem

Ao ser atingida a vazão Q_1 será iniciado o desvio no reservatório, a onda de entrada será, portanto, dividida em dois componentes, um que prossegue em direção a jusante, permanecendo no leito, e um que entra no reservatório subindo o processo de amortecimento indicado

na figura. A vazão que prossegue no leito a jusante do extravasor durante a fase de desvio no reservatório, não é restituída de forma constante, mas cresce e depois decresce em função de Q_1, correspondentemente à evolução da vazão na chegada, com base no funcionamento hidráulico usual da operação de desvio (ver capítulo 8).

No caso em que o despejo do reservatório é regulado de modo a tornar desprezível a vazão restituída ao rio, a parte da onda restante no leito a jusante é somente aquela absorvida pelo desvio; a operação atua, portanto, com um efeito de amortecimento muito similar ao teórico de amortecimento ótimo. É este o caso de muitos reservatórios de amortecimento em que se privilegia o esquema fora de linha para "capturar" somente o componente de pico da onda afluente.

9.3 MODELOS SIMPLIFICADOS DO CÁLCULO DO VOLUME DE AMORTECIMENTO

A determinação do volume do reservatório capaz de produzir o efeito de amortecimento desejado pode ser efetuada em geral através da integração numérica do sistema (1) (2) (3), pesquisando o *"evento crítico"*, definido como o evento de cheia que demanda o máximo volume para o reservatório de amortecimento, além do tempo de retorno prefixado e além da vazão máxima de saída Q_{umax},.. Para esse fim se adota o seguinte procedimento:

- Definida a vazão máxima de saída Q_{umax}, que não pode ser ultrapassada pela exigência de proteção hidráulica a jusante do reservatório, determina-se a relação cota-volume $W(H)$; em seguida, dimensiona-se a estrutura de descarga e em consequência dela fica definida a sua curva de descarga $Q_u(H)$;
- Introduz-se no sistema (1) (2) (3) diversas ondas de cheia que chegam $Q_e(t)$ deduzidas ou da simulação afluente-efluente da série de eventos reais máximos, se disponíveis, ou do hietograma do projeto obtido a partir da equação de chuvas intensas, em função do tempo de retorno prefixado, e se avalia para cada uma delas os respectivos volumes máximos W de represamento;
- Calcula-se o valor máximo W_0.entre todos os volume máximos já calculados.

Para uma avaliação aproximada da amplitude máxima do volume de amortecimento W_0, podem ser consultados os modelos baseados em esquemas de cálculo simplificados. Esses modelos simplificados se baseiam geralmente na seguinte hipótese simplificadora:

- hietograma de projeto com intensidade constante deduzida da equação de chuvas intensas, em função do tempo de retorno prefixado, e referido a uma duração "crítica" da chuva correspondente à duração que conduz ao máximo volume de armazenamento, necessário para garantir a redução desejada da vazão efluente para um valor não maior que Q_{umax};

- onda de cheia $Q_e(t)$ calculada em função do hietograma constante supracitado, conforme o modelo de afluente – efluente do tipo conceitual global (como por exemplo, o modelo do reservatório linear ou o modelo cinemático);

– hipótese de amortecimento ótimo, exposto anteriormente, ou seja, vazão de saída constante e equivalente a Q_{umax} durante a fase de armazenamento.

É recomendável salientar que o evento crítico para o represamento de amortecimento, em geral, não é necessariamente coincidente com aquele que corresponde ao valor máximo da vazão afluente (evento crítico para o sistema hidráulico na chegada de montante).

9.3.1 Método Racionalizado

Este modelo, que geralmente fornece uma avaliação por excesso e, portanto cautelar, do volume W_0 do reservatório de amortecimento, é baseado na hipótese de que a bacia que aflui ao reservatório não produza algum efeito da transformação afluente – efluente e que, portanto, a onda de cheia que chega ao reservatório é perfeitamente igual à onda afluente. Nessas condições, e considerando a hipótese simplificada indicada no parágrafo precedente, com relação à equação de chuvas intensas referida ao tempo de retorno *T*, $h = a(T) \cdot \theta^n$ e considerando um hietograma efetivo de chuva de intensidade constante, o volume da onda de entrada é igual a:

$$W_e = S \cdot \varphi \cdot a(T) \cdot \theta^n \tag{9}$$

onde *S* é a superfície e φ é o coeficiente de afluência da bacia drenada, enquanto o volume efluente com vertimento do reservatório de amortecimento com vazão constante $Q_u = Q_{u\,max}$ resulta:

$$W_u = Q_{u\,max} \cdot \theta \tag{10}$$

As relações precedentes mostram que quando aumenta a duração θ da chuva, aumentam ambos os volumes W_e e W_u. O volume máximo a ser acumulado no reservatório de amortecimento W_0 ocorre para o valor "crítico" da duração que conduz à máxima diferença $We - W_u$; essa duração crítica pode ser individualizada graficamente (Figura 9.12) projetando sobre o plano (*h*,θ) a equação de chuvas intensas efetiva:

$$h_e(T) = \varphi \cdot a(T) \cdot \theta^n \tag{11}$$

e a reta representa o volume, relativo à unidade de área da bacia a montante, saindo do reservatório:

$$h_u = \frac{Q_{u\,max}}{S} \cdot \theta \tag{126}$$

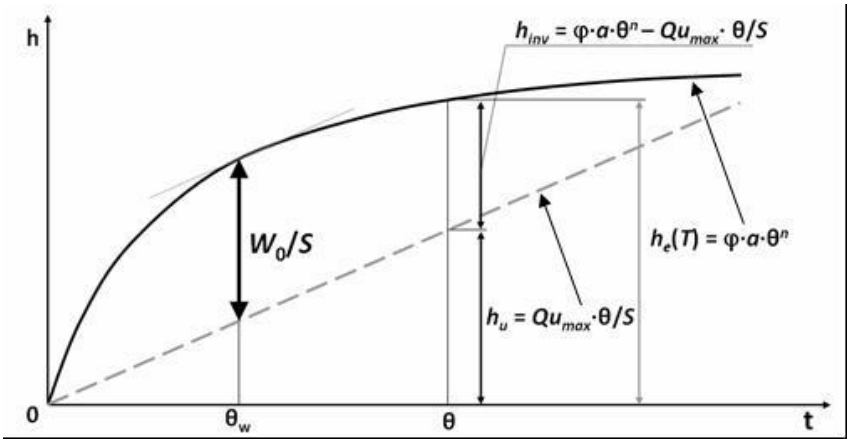


Figura 9.12 Individualização do evento crítico para reservatório de amortecimento com o método de sol e chuva, ou seja, aquele que maximiza o volume represado; o segmento W_0/S, que individualiza a máxima distância entre a equação de chuvas intensas efetiva e a reta, representa o volume represado na hipótese de amortecimento ótimo.

Exprimindo matematicamente a condição de máximo da diferença $\Delta W = W_e - W_u$, determina-se a duração crítica para o reservatório de amortecimento θ_w e, como conseqüência, o volume W_0:

$$\theta_W = \left(\frac{Q_{u\,max}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \tag{13}$$

$$W_0 = A \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_{u\,max}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_{u\,max} \cdot \left(\frac{Q_{u\,max}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \tag{14}$$

Se forem consideradas para as várias grandezas as unidades de medida utilizadas apenas na prática, ou seja:

W	em [m^3]
S	em [ha]
a	em [mm/hora^n]
θ	em [hora]
Q_u	em [l/s]

as equações (9) e (10) tornam-se:

$$\theta_W = \left(\frac{Q_{u\,max}}{2.78 \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \tag{9'}$$

$$W_{max} = 10 \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_w^n - 3.6 \cdot Q_{umax} \cdot \theta_w \qquad (10')$$

Nota-se que, para uma chuva de duração equivalente à duração crítica para o reservatório θ_w, resulta que o coeficiente de amortecimento η é constante e equivalente ao expoente n da curva de possibilidade pluviométrica:

$$\eta = \frac{Q_{umax}}{Q_e} = \frac{n \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_w^{n-1}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_w^{n-1}} = n \qquad (15)$$

9.3.2 Modelos de Transformação Afluentes / Efluentes Cinemáticos e do Armazenamento Linear

O método racionalizado exposto no item precedente se baseia, como foi dito, na hipótese de que a bacia que aflui ao reservatório não produza algum efeito de transformação afluentes - efluentes.

Se, ao contrário, se eliminar essa hipótese e se considerar que a bacia induz uma efetiva trasformação afluentes – efluentes, as ondas de cheia que chegam ao reservatório e também o volume do reservatório dependem dessa transformação.

Lembraremos aqui, somente para uma breve menção, as considerações básicas da determinação do evento crítico utilizando os modelos clássicos de trasformação de afluentes - efluentes cinemético e do armazenamento linear.

9.3.2.1 Modelo cinemático

No caso do modelo cinemático e na hipótese de que a bacia tenha um tempo de concentração T_0, e que o correspondente histograma tempo-área seja linear, variando-se a duração θ do evento determinam-se as ondas de cheia descritas na Figura 9.13. Uma vez prefixada à vazão máxima de saída Q_{umax}, o volume da onda a ser amortecida no reservatório para cada evento é o mostrado na figura e a duração crítica θ_w é aquela para a qual se obtém o volume máximo W_0.

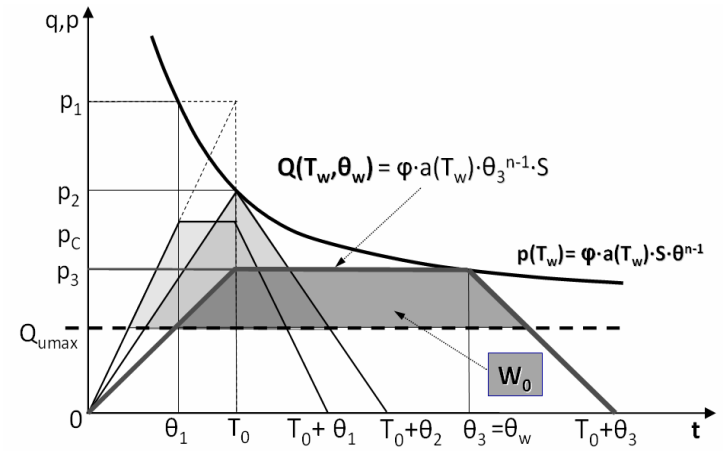


Figura 9.13 Amortecimento de cheia no reservatório com o modelo cinemático, para uma bacia com tempo de concentração T_0, que maximiza o volume armazenado; a área hachurada para os diversos hidrogramas 1, 2, 3, em consequência dos eventos pluviométricos de duração θ_1, θ_2, θ_3, representa o volume armazenado na hipótese de amortecimento ótimo correspondente à vazão máxima de saída de Q_{umax}. Na figura, a duração θ_2 corresponde à duração crítica θ_c da bacia (evento que conduz à vazão de pico), enquanto a duração crítica θ_w é aquela para a qual se obtém o volume máximo W_0 do reservatório.

Efetuadas as passagens analíticas (Alfonsi e Orsi, 1987), o volume a ser armazenado para um evento genérico de duração θ é:

$$W = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n + T_0 \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta^{1-n}}{\varphi \cdot S \cdot a} - Q_u \cdot \theta - Q_u \cdot T_0 \tag{167}$$

Se forem consideradas para as várias grandezas, as unidades de medida acima citadas, usadas apenas na prática, a equação (16) torna-se:

$$W = 10 \cdot \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n + 1.295 \cdot T_0 \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta^{1-n}}{\varphi \cdot S \cdot a} - 3.6 \cdot Q_u \cdot \theta - 3.6 \cdot Q_u \cdot T_0 \tag{16'}$$

Impondo-se a condição de máximo para o volume *W*, isto é, derivando a (16) e a (16') com relação à duração θ e igualando a zero, encontram-se as relações:

$$n \cdot \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + (1-n) \cdot T_0 \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta_w^{-n}}{\varphi \cdot S \cdot a} - Q_u = 0 \tag{17}$$

$$2.78 \cdot n \cdot \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + 0.36 \cdot (1-n) \cdot T_0 \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta_w^{-n}}{\varphi \cdot S \cdot a} - Q_u = 0 \qquad (17')$$

das quais se calcula a duração crítica θ_w para o amortecimento, que, inserida na (16) ou na (16'), permite estimar o volume W_0 a ser determinado para esse armazenamento. O valor dessa duração pode ser calculado também através do gráfico da Figura 9.14, em função da relação de amortecimento η, de T_0 e de n:

$$W_0 = 10 \cdot \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta_w^n + 1.295 \cdot T_0 \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta_w^{1-n}}{\varphi \cdot S \cdot a} - 3.6 \cdot Q_u \cdot \theta_w - 3.6 \cdot Q_u \cdot T_0 \qquad (16'')$$

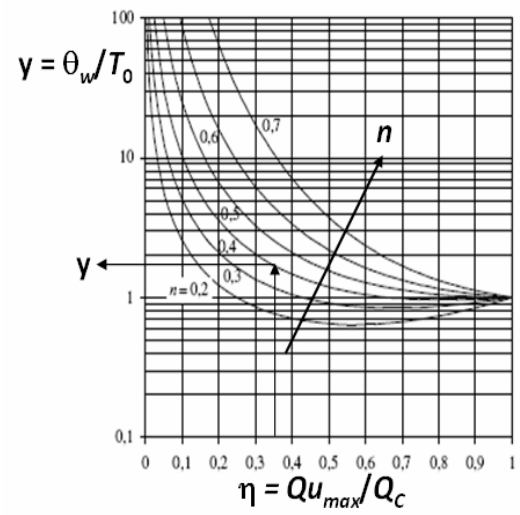


Figura 9.14 Determinação da duração crítica de amortecimento com o método cinemático ($y = \theta_w / T_0$).

9.3.2.2 Modelo de armazenamento linear

No caso em que a bacia determina uma transformação afluentes – efluentes representável com o modelo de armazenamento linear com constante *k*, variando-se a duração θ do evento se determinam as ondas de cheia descritas na Figura 9.13. Uma vez prefixada à vazão máxima de saída Q_{umax}, o volume da onda a ser armazenada no reservatório para cada evento é o mostrado na figura e a duração crítica θ_w é aquela para a qual se obtém o volume máximo W_0.

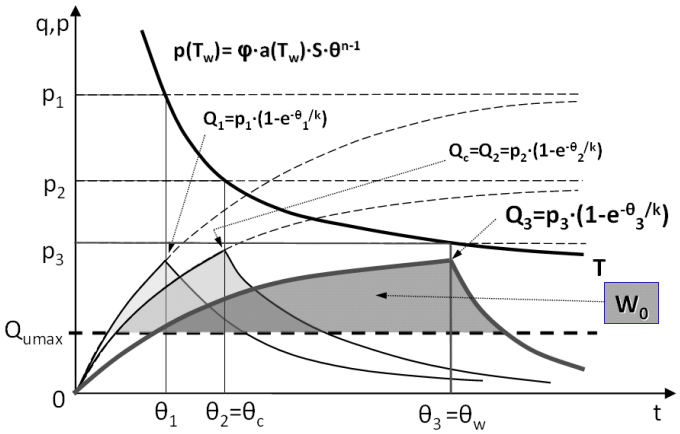


Figura 9.15 Determinação com o modelo de armazenamento linear com constante k do evento crítico para o amortecimento, ou o que maximiza o volume armazenado; a área hachurada dos diversos hidrogramas 1, 2, 3, em consequência dos eventos pluviométricos de duração θ_1, θ_2, θ_3, representa o volume armazenado na hipótese de amortecimento ótimo correspondente à vazão máxima de saída de Q_{umax}. Na figura, a duração θ_2 corresponde à duração crítica θ_c da bacia (evento que conduz à máxima vazão de pico, enquanto a duração crítica θ_w é aquela para a qual se obtém o volume máximo W_0 do reservatório).

Efetuadas as passagens analíticas, Paoletti e Rege Gianas (1979) expressaram a vazão crítica da bacia Q_c e a correspondente duração crítica θ_c com as equações:

$$Q_c = S \cdot u = 2.78 \cdot S \cdot D(n) \cdot \varphi \cdot a \cdot k^{n-1} \tag{18}$$

$$\theta_c = C(n) \cdot k \tag{19}$$

onde k é a constante de armazenamento da bacia, a e n são os parâmetros da equação de chuvas intensas e as funções adimensionais $C(n)$ e $D(n)$ são expressas pelas relações:

$$n = \frac{1 + C - e^{C}}{1 - e^{C}} \tag{20}$$

$$D(n) = C^{n-1} \cdot \left(1 - e^{-C}\right) \tag{21}$$

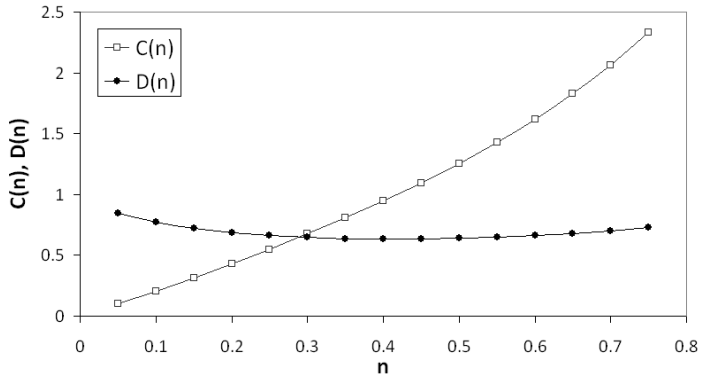


Figura 9.16 Funções C(n) e D(n).

Isto posto, esses autores determinaram a evolução das funções (mostradas nos gráficos da Figura 9.18):

$$F(n,m) = \frac{\theta_w}{k} \tag{22}$$

$$G(n,m) = \frac{W_o}{k \cdot Q_c} \tag{23}$$

onde θ_w é a duração crítica de amortecimento (aquela que conduz ao máximo volume de envase W_0).

As grandezas F e G podem ser calculadas em função da relação m:

$$m = \frac{1}{\eta} = \frac{Q_c}{Q_{umax}} \tag{24}$$

das equações:

$$n \cdot F + (1-n) \cdot ln\left(\frac{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1}}{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1} - 1} \right) - \frac{\frac{D}{m} \cdot F^{2-n}}{1 - e^{-F}} = 0 \tag{25}$$

$$G(n,m) = g(n,m) \cdot F(n,m) \tag{26}$$

$$g(n,m) = \frac{F^{n-1}}{D} - \frac{F^{n-2}}{D} \cdot \ln\left(\frac{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1}}{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1} - 1} \right) - \frac{1}{m} - \frac{1}{m \cdot F} \cdot \ln\left[\left(\frac{m \cdot F^{n-1}}{D} - 1 \right) \cdot \left(1 - e^{-F}\right) \right] \tag{27}$$

Conhecidos os valores destas funções *F* e *G* torna-se imediato calcular pela (22) a duração crítica θ_w e pela (23) o volume W_0 de dimensionamento do amortecimento. É importante observar que esses resultados são válidos somente no caso onde a duração crítica θ_w do armazenamento e a duração crítica θ_c da bacia estão no mesmo campo de validade do parâmetro *n* da equação de chuvas intensas.

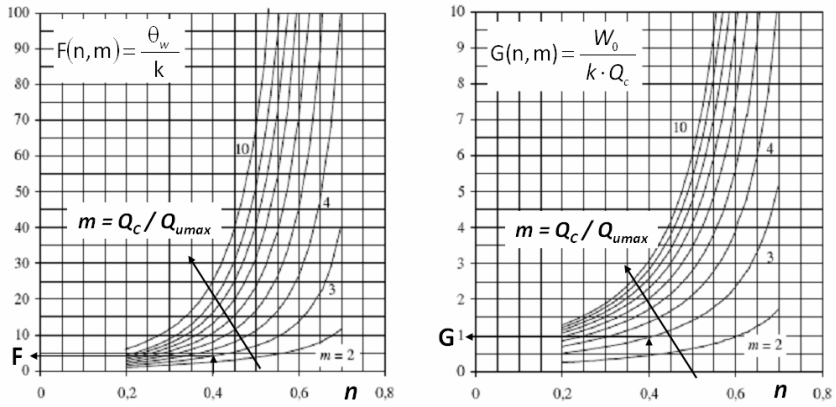


Figura 9.17 Funções F(n,m) e G(n,m).

9.3.2.3 Exemplo numérico

Na rede de esgoto já existente de um centro urbano deve ser ligada uma outra rede relativa a uma nova área urbanizada com superfície S = 50 ha, na qual 40% é impermeável. Conforme um estudo hidrológico preliminar, foram estimadas a constante de armazenamento da bacia k=25 min, o seu tempo de concentração T_0= 30 min e os parâmetros da equação de chuvas intensas para 3 diferentes campos de duração:

para $\theta_c \leq 20$ min	a = 40,0 mm/ora^n	n = 0,60
para 20 min $\leq \theta_c \leq$ 1 hora	a = 32,1 mm/ora^n	n = 0,40
para $\theta_c \geq$ 1 hora	a = 32,1 mm/ora^n	n = 0,25

Para evitar a sobrecarga da rede existente devido ao aumento de vazão, é necessário construir um reservatório de amortecimento na saída do coletor final da nova rede de esgoto, de modo que a vazão máxima lançada na rede existente não seja superior a Q_{max} = 1 m^3/s. Calcula-se o volume desse reservatório aplicando as diferentes metodologias descritas ateriormente.

Solução:

Considerando que a duração crítica é superior a 20 minutos, mas não a uma hora, obtém-se os seguintes resultados para o coletor final da nova rede:

$\varphi = 0{,}8 \cdot 0{,}4 + 0{,}1 \cdot (1 - 0{,}4) = 0{,}38$
$a = 32{,}1$ mm/hora^n
$n = 0{,}4$

modelo de armazenamento
sendo $n = 0{,}4$: $C(n) = 0{,}95$; $D(n) = 0{,}632$
$\theta_c = C(n) \cdot k = 0{,}.95 \cdot 25 = 23{,}7$ min
$Q_{colmo} = 2{,}78 \cdot S \cdot \varphi \cdot D(n) \cdot a \cdot k^{n-1} =$
$= 2{,}78 \cdot 50 \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}632 \cdot 32{,}1 \cdot (25/60)^{0.4-1} = 1812$ l/s

modelo cinemático
$T_0 = 30$ min
$Q_{colmo} = 2{,}78 \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot T_c^{\,n-1} =$
$= 2{,}78 \cdot 50 \cdot 0{,}38 \cdot 32{,}1 \cdot (30/60)^{0{,}4-1} = 2570$ l/s

Verifica-se, portanto, que a vazão crítica Q_{colmo} na saída da nova rede é, em ambos os casos, superior à máxima vazão admissível Q_{umax}.

Portanto, deve-se prever um reservatório de amortecimento cujo volume é calculado com os seguintes métodos:

(1) modelo de sol e chuva
Das equações (9') e (10') determinam-se os seguintes valores da duração crítica e do volume do reservatório:

$$\theta_w = \left(\frac{1000}{2.78 \cdot 50 \cdot 0.38 \cdot 32.1 \cdot 0.4}\right)^{\frac{1}{0.4-1}} = 0{,}532 \text{ hora} = 31{,}4 \text{ min}$$

$$W_0 = 3.6 \cdot 2.78 \cdot 50 \cdot 0.38 \cdot 32.1 \cdot \left(\frac{31.4}{60}\right)^{0.4} - \frac{1000}{1000} \cdot (31.4 \cdot 60) = 2827 \text{ m}^3$$

Mesmo neste caso, a duração crítica θ_w está compreendida entre 20 e 60 minutos e é portanto compatível com a equação de chuvas intensas considerada.

(2) modelo cinemático

Da fórmula (17') determina-se uma duração crítica para o reservatório θ_w = 43,37 min, neste caso compatível com a curva de possibilidade pluviométrica considerada, à qual corresponde um volume calculado através da (16'), de:

$$W_0 = 10 \cdot 0.38 \cdot 50 \cdot 32.1 \cdot \left(\frac{43.37}{60}\right)^{0.4} + 1.295 \cdot \left(\frac{30}{60}\right) \cdot \left(\frac{1000}{1000}\right)^2 \cdot \frac{\left(\frac{43.37}{60}\right)^{1-0.4}}{0.38 \cdot 50 \cdot 32.1}$$

$$-3.6 \cdot \left(\frac{1000}{1000}\right) \cdot (43.37 \cdot 60) - 3.6 \cdot \left(\frac{1000}{1000}\right) \cdot (30 \cdot 60) = 1829.4 \ \text{m}^3$$

(3) modelo do armazenamento

Sendo n = 0,4, $D(n)$ = 0,632, $m = Q_{colmo}/Q_{umax}$ = 1812/1000 = 1,812, utilizando as equações (25), (26) e (27) determinam-se os valores das funções F = 2,142 e G = 0,343. A duração crítica para o reservatório resulta, pela (22), igual a θ_w = 2,142·25 = 53,55 min e é compatível com o intervalo de validade da equação de chuvas intensas usada, estando compreendida entre 20 e 60 minutos. Para essa duração crítica determina-se pela (23), o volume do reservatório, que de W = 0,343·(25·60)·(1812/1000) = 932,3 m^3.

Este exemplo numérico mostra como os três métodos simplificados aqui considerados conduzem a valores diferentes, tanto da vazão crítica da nuova rede como do volume de amortecimento necessário para a redução desejada do pico de cheia. Particularmente, o método de sol e chuva, considerando as suas hipóteses básicas, conduz a um volume maior e mais conservador.

9.3.3 Dimensionamento dos reservatórios para o caso de vazão de saída constante e intensidade de chuva variável

Os métodos descritos nos parágrafos anteriores e o exposto logo acima permitem o cálculo do volume dos reservatórios considerando a hipótese de vazão de saída constante no tempo e igual ao valor máximo $Q_{u,max}$ e considerando também a hipótese de intensidade de chuva constante durante o evento.

Essas hipóteses simplificadoras foram idealizadas por Modica [Modica, 1996] que propôs gráficos para o dimensionamento dos reservatórios para os seguintes casos:

- vazão de saída constante e intensidade de chuva variável;
- vazão de saída variável e intensidade de chuva constante ou variável.

Os gráficos relativos a hietogramas com intensidade variável foram obtidos adotando-se o hietograma do tipo "Chicago" [Keifer e Chu, 1957], com a máxima intensidade posicionada no centro.

Esse hietograma é em geral considerado mais intenso com relação ao hietograma de intensidade constante, porque, além da duração, e portanto da altura da chuva, conduz a picos de intensidade mais elevados e concentrados em breves períodos. A adoção do hietograma Chicago, que conduz a volumes de reservatório em geral maiores do que os obtidos com o hietograma constante, pode ser justificado pelos riscos de graves danos que a insuficiência dos reservatórios volante podem apresentar e pelo fato de que os dimensionamentos realizados com o uso do hietograma constante são sistematicamente inferiores aos realizados com a adoção direta das séries históricas de chuva [Mambretti e altri, 1992].

Para o cálculo do hidrograma de entrada no reservatório, Modica utilizou um modelo hidrológico do tipo cinemático. Para o caso de intensidade de chuva constante, o modelo cinemático foi utilizado mantendo-se a hipótese, já adotada por numerosos autores, de histograma linear da bacia. No caso de intensidade de chuva variável, foram adotadas curvas tempo-área não lineares, considerados mais próximos das situações reais. Esses histogramas foram traçados para bacias de forma retangular levando em conta três diferentes valores da relação α entre a largura B e o comprimento L_b da bacia: 1/3, 1 e 3.

9.3.3.1 Dimensionamento dos reservatórios no caso de vazão de saída constante

O caso de vazão de saída do reservatório constante no tempo pode se verificar para reservatórios fora de linha. Ele deve permtir a extravasão para jusante na rede de esgoto da vazão constante pré-estabelecida (*vazão de corte* $Q_{u,max}$) e o envio a cada intervalo de tempo para o reservatório de uma vazão igual à diferença entre a vazão que flui no coletor de esgoto e a vazão de corte. Também para reservatórios em linha pode haver valores praticamente constantes da vazão enviada para a rede de esgoto de jusante. Essa modalidade de funcionamento pode se dar efetuando-se a extravasão por meio de instalações de recalque, ou adotando-se câmeras de extravasão que possam garantir, pelo menos durante a fase de enchimento do reservatório, o atingimento e manutenção do nível máximo no dispositivo de extravasão.

Os gráficos a serem utilizados para o dimensionamento do reservatório foram , neste caso, elaborados para valores do exponente n da equação de chuvas intensas, iguais a 0,20-0,25-0,30-0,35-0,40-0,45, para valores de α (relação entre a largura B e o comprimento L_b da bacia) iguais a 1/3, 1 e 3 e, com referência às variáveis adimensionais:

$$q_t = \frac{Q_{u,max}}{Q_{colmo}} \qquad w = \frac{W}{W_c} \tag{28}$$

onde:

Q_{colmo} [m^3/s] é a vazão de pico obtida pela expressão:

$$Q_{colmo} = \varphi \cdot I_{T0} \cdot S / 360$$

sendo:

φ o coeficiente do afluente (Capítulo 7),

I_{T0} [mm/h] a intensidade de chuva para uma duração igual ao tempo de concentra-

ção T_0 [h] da bacia,

S [ha] a superfície da bacia;

W_e [m^3] é o volume da cheia obtido com o método da concentração, igual a:

$$W_e = Q_{colmo} \cdot T_0 \cdot 3600$$

Os gráficos são apresentados na Figura 9.19 (gráficos "*a*", "*b*", "*c*"), onde são mostradas as curvas $w(q_t)$. Nessa mesma figura é mostrado para comparação (gráfico "*d*") o gráfico relativo ao caso de intensidade de chuva constante e histograma tempo-área linear.

9.3.3.2 Dimensionamento dos reservatórios para o caso de vazão de saída variável

O caso de vazão de saída variável no tempo ocorre nos reservatórios em linha com dispositivo de extravasão capaz de fazer fluir para jusante uma vazão que depende do nível no reservatório. Em geral, a curva de descarga pode ser expressa na forma:

$$Qu = \gamma \cdot H\ \beta \qquad (29)$$

sendo H a carga no dispositivo de desvio e β variando de 0,5 a 1,5 em função do tipo de soleira. Dispositivos caracterizados por uma curva de descarga expressa por (29) resultam em volumes de reservatório maiores do que descarregados com vazão constante, mas, por outro lado, podem ser construídos mais facilmente.

A avaliação dos volumes a serem determinados para o reservatório volante em função da vazão de corte, na hipótese de que essa vazão seja função do nível hídrico no reservatório conforme a equação (29), foi efetuada por Modica [Modica, 1996], tanto para o hietograma constante como para o hietograma Chicago.

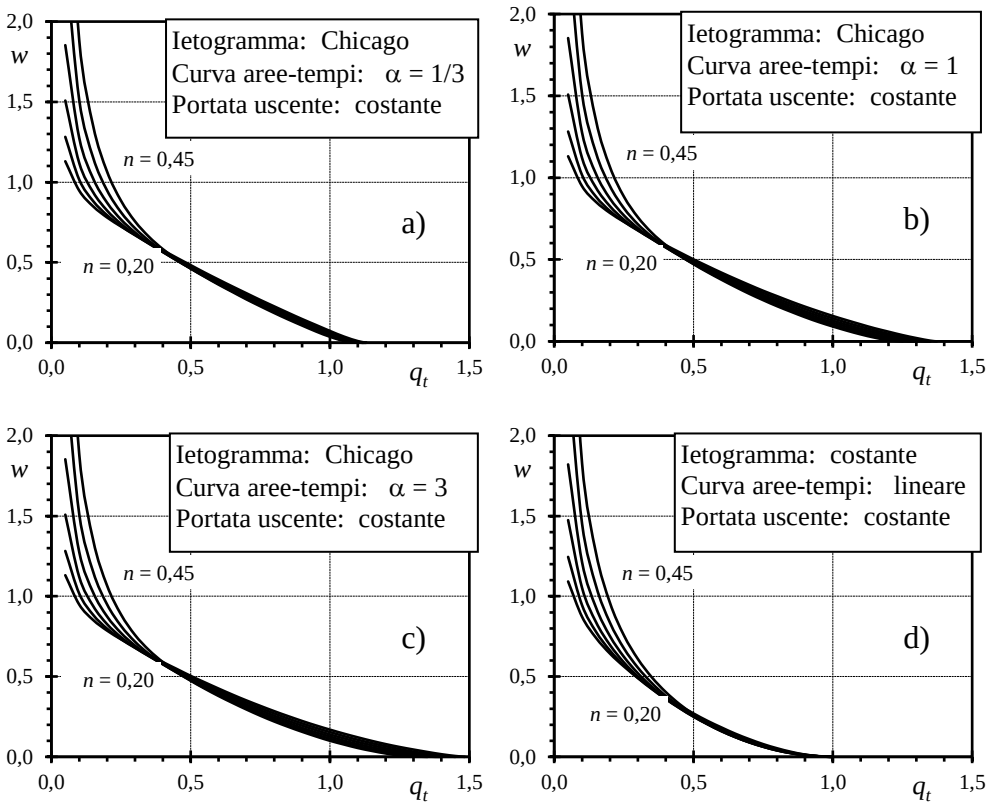


Figura 9.18 Curvas dos volumes em função da vazão de corte obtidas para o hietograma Chicago (gráficos “a”, “b”, “c”) e para o hietograma constante (gráfico “d”) no caso de efluência constante.

Legenda das figuras 14.18, 14.19, 14.20 e 14.21:
Ietogramma = Hietograma
costante = constante
Curva áreas-tempi = histrograma tempo-área
Portata uscente = Vazão efluente
Legge d’efflusso = curva de descarga
a battente = com desnível
a stramazzo = com desvio

Com relação ao hietograma constante, a avaliação do volume necessário para o reservatório foi obtida integrando-se por via numérica a equação da continuidade para diversos valores

do parâmetro adimensional que caracteriza a geometria tanto desse reservatório como do dispositivo de extravasão e que é, portanto, ligado à capacidade total de amortecimento da estrutura.

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot T_0^{\frac{\beta}{\mu}} \cdot Q_{colmo}^{\frac{\beta}{\mu}-1}}{W_w^{\frac{\beta}{\mu}}} \tag{30}$$

onde W_w e μ são os parâmetros da relação $W = W_w \cdot H^{\mu}$ entre o volume W do reservatório e a altura H.

Os gráficos obtidos para o hietograma constante, determinados utilizando os mesmos valores do exponente n da equação de chuvas intensas e do coeficiente α considerados no caso anterior, são apresentados, na Figura 9.20. São mostrados na figura tanto os gráficos com as curvas $w(q_t)$, que permitem o cálculo do volume do reservatório, como os gráficos com as curvas $\lambda(q_t)$ que permitem o dimensionamento do dispositivo de extravasão, uma vez fixada à superfície do reservatório.

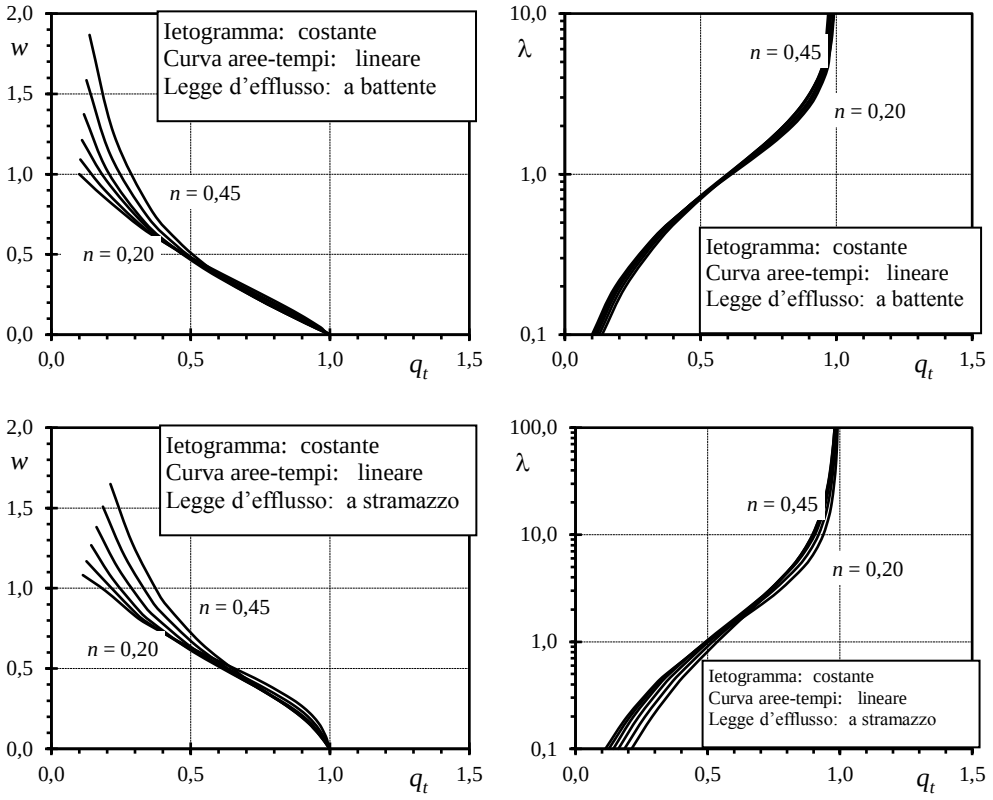


Figura 9.19 Curvas w(q_t) e curvas λ(q_t) obtidas para o hietograma constante no caso de vazão de saída do reservatório variável.

Os gráficos obtidos para o caso do hietograma Chicago, histogramas tempo-área não lineares e vazão de saída variável, são mostrados na Figura 9.21 e na Figura 9.22.

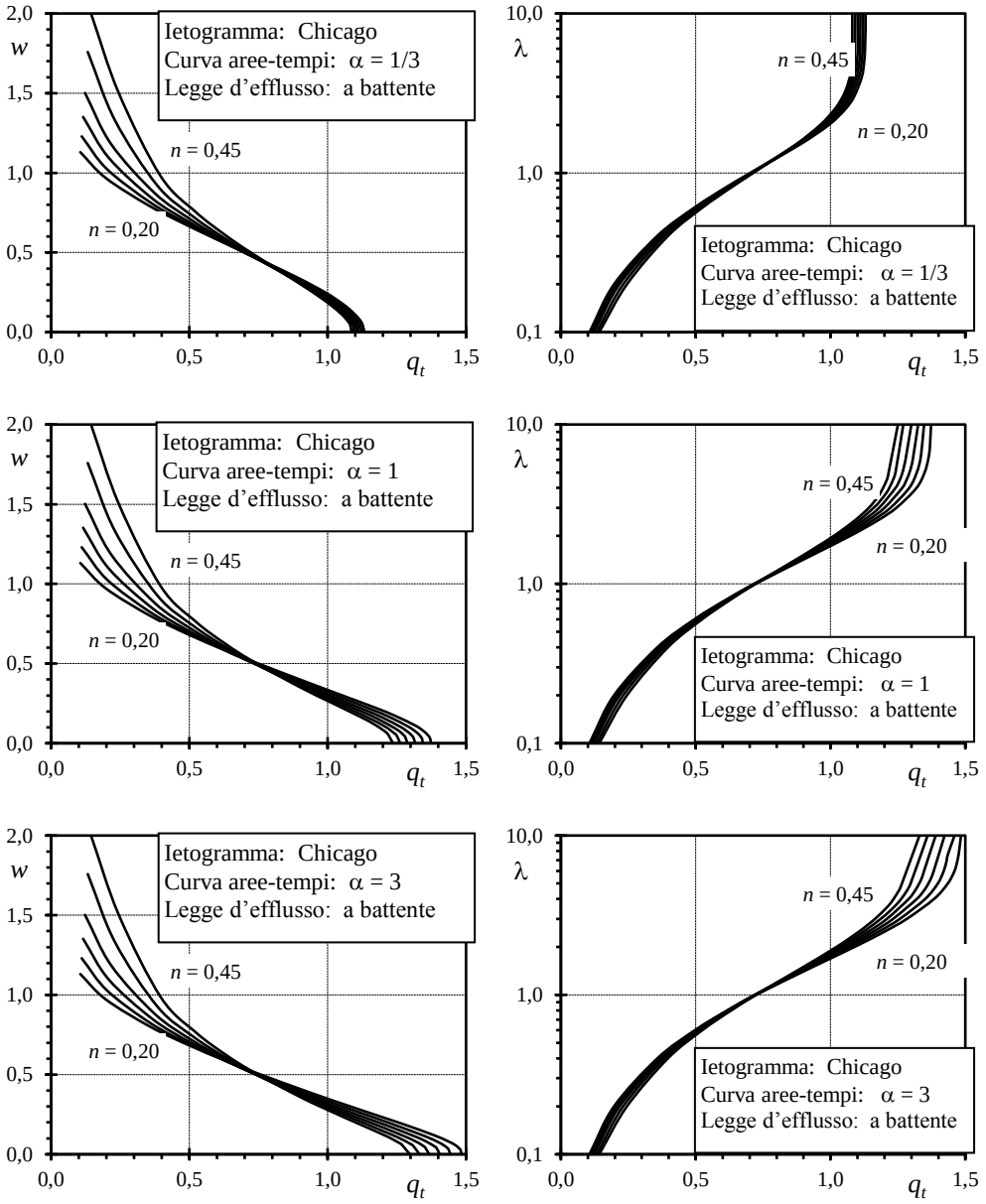


Figura 9.20 Curvas $w(q_t)$ e curvas $\lambda(q_t)$ obtidas para o hietograma Chicago no caso de dispositivo de extravasão operado com desnível.

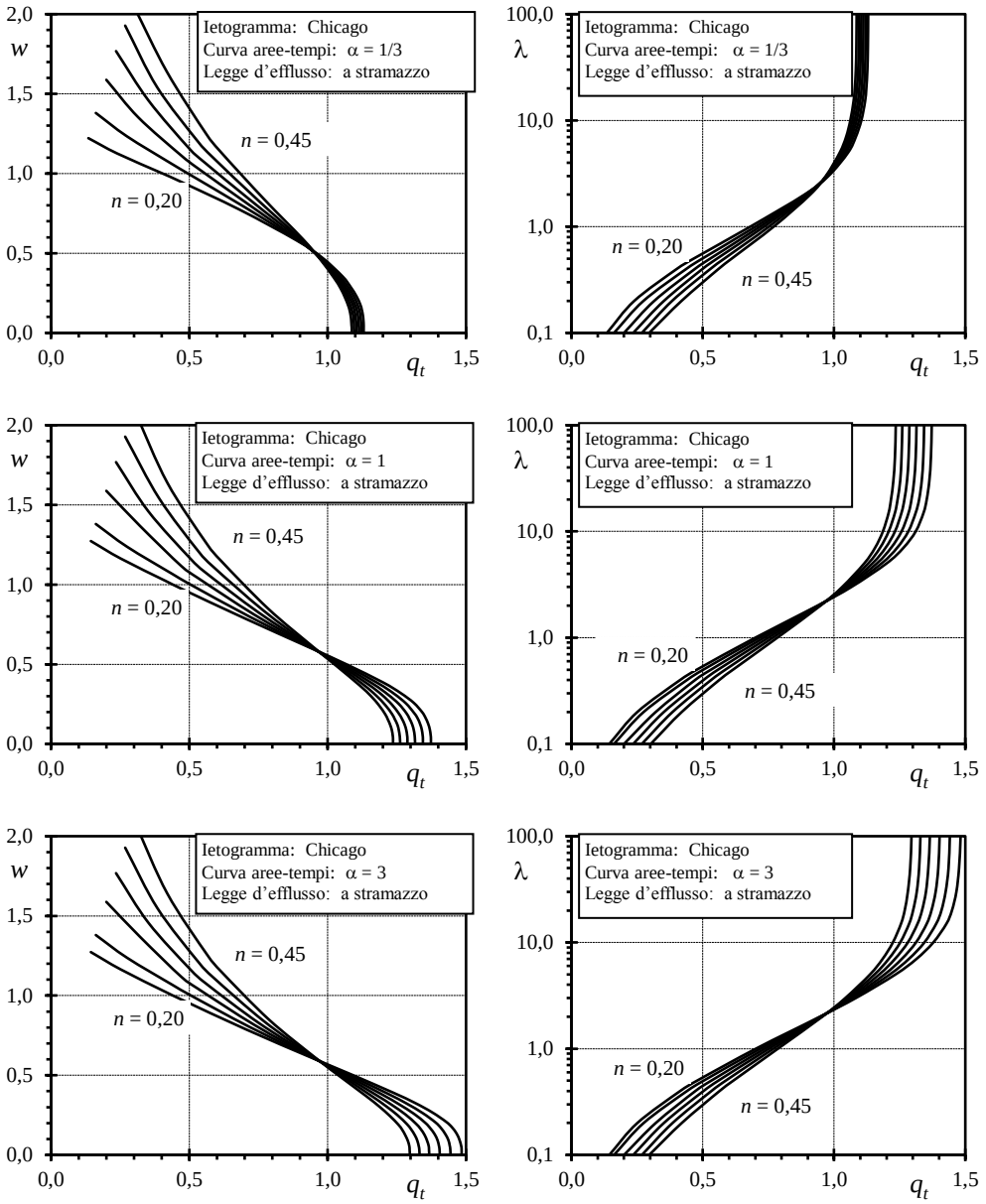


Figura 9.21 Curvas $w(q_t)$ e curvas $\lambda(q_t)$ obtidas para o hietograma Chicago no caso de dispositivo de extravasão operado com desviador.

Exemplo

Deseja-se dimensionar um reservatório e o respectivo extravasor, considerando-se operação com desnível, para uma bacia com superfície *S* igual a 40 ha.

Sendo:

$n = 0{,}35$ $\quad a = 30$ mm/h^n $\quad T_0 = 0{,}5$ h $\quad \varphi = 0{,}45$

Resultam:

$$I_{T0} = \frac{a \cdot T_0^n}{T_0} = \frac{30 \cdot 0{,}5^{0,35}}{0{,}5} = 47{,}1 \text{ mm/h}$$

$$Q_{colmo} = \frac{\varphi \cdot I_{T0} \cdot S}{360} = \frac{0{,}45 \cdot 47{,}1 \cdot 40}{360} = 2{,}354 \text{ m}^3\text{/s}$$

$W_c = Q_{colmo} \cdot T_0 \cdot 3600 = 2{,}354 \cdot 0{,}5 \cdot 3600 = 4237$ m^3

Fixando-se uma vazão de corte $Q_{u,max}$ de 1,0 m^3/s resulta:

$$q_t = \frac{Q_{u,max}}{Q_{colmo}} = \frac{1{,}0}{2{,}354} = 0{,}425$$

Para soleiras de extravasão de operadas com desnível, para o caso de hietograma constante, obtém-se dos gráficos da Figura 9.20 os dois valores:

$w \cong 0{,}6$ e $\lambda \cong 0{,}5$

O volume do reservatório portanto é o seguinte:

$W = w \cdot W_c = 0{,}6 \cdot 4237 = 2542 \cong 2600$m^3

Para o dimensionamento da soleira de extravasão, considerando operação com desnível e para o reservatório paredes verticais com altura útil de 2 m e uma superfície total de 1300 m^2, resulta:

$\beta = 0{,}5$ $\quad W_w = 1300$ $\quad \mu = 1$

Explicitando γ na equação (10.25) determina-se:

$$\gamma = \frac{W_0^{\frac{\beta}{\mu}} \cdot \lambda}{t_c^{\frac{\beta}{\mu}} \cdot Q_{colmo}^{\frac{\beta}{\mu}-1}} = \frac{1300^{0,5} \cdot 0{,}5}{0{,}5^{0,5} \cdot 2{,}354^{-0,5}} = 39{,}1$$

Considerando o operação da soleira do extravasor com desnível, a relação (29) pode ser escrita na forma:

$$Q_u = \gamma \cdot H^{\beta} = \mu_{effl} \cdot A_u \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

de onde resulta γ:

$$\gamma = \mu_{effl} \cdot A_u \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

Considerando para μ_{effl}, por exemplo, o valor 0,6, determina-se uma área A_u para a soleira de 0,376 m^2 e consequentemente um diâmetro de 0,70 m.

9.3.4 Validade dos métodos simplificados de dimensionamento.

A hipótese de hietograma constante e de vazão de saída constante, que são a base dos métodos simplificados, levam evidentemente a avaliações aproximadas. Em primeiro lugar, fica evidente que considerar a vazão de saída constante, independente dos dispositivos efetivamente instalados, fornece avaliações que podem ser subestimados, [Modica, 1996]. Em segundo lugar, um limite comum para todos os procedimentos ilustrados significa não levar em conta o risco, tanto da ocorrência de eventos próximos, que podem fazer com que o reservatório já esteja parcialmente cheio no momento em que chega a cheia crítica, como de volumes de chuva que, em um mesmo evento, podem preceder ou seguir o intervalo de precipitação crítica. Esta é uma falha ligada ao uso da equação de chuvas intensas que, como se sabe, não fornece nenhuma informação sobre chuvas que antecederam e seguiram as de duração prefixada. Além disso, pelo mesmo motivo, essas curvas subestimam os volumes reais de precipitação, sendo traçadas para descreverem as características probabilísticas dos valores máximos da altura de chuva e não do volume total do evento, isto é, próprio da característica de maior interesse para o dimensionamento do volume de amortecimento.

Estas considerações levam à conclusão de que a hipótese feita implicitamente em todos estes métodos, da igualdade do tempo de retorno da chuva de projeto e do tempo de retorno da condição de crise do reservatório, na realidade não é respeitada. Foram feitas diversas simulações, por vários autores, de longas séries de eventos históricos, para observar a influência dos limites expostos. Os resultados obtidos demostram que os métodos práticos com base nas hipóteses simplificadoras acima mencionadas subestimam, além do tempo de retorno, o volume necessário para o dimensionamento do volume do reservatório. [Mambretti, 1991] verificou que um coeficiente corretivo de 1,3 pode compensar esse erro de subestimação [Mambretti, 1991].

Um dimensionamento mais cuidadoso, que leve em conta as condições reais do sistema, pode ser conseguido com a solução numérica do sistema de equações (1), (2) e (3) aplicada à série contínua dos eventos chuvosos e dos hidrogramas correspondentes (modelos de simulação contínua).

Para tentar fazer esse problema mais acessível para as aplicações práticas, foram propostos métodos analíticos – probabilísticos, introduzidos pela primeira vez na universidade de Toronto por Howard (1976) e Smith (1980), como alternativa para as simulações contínuas para o controle dos hidrogramas nos sistemas de drenagem urbana e foram desenvolvidos nos últimos anos com referência especial aos volumes de amortecimento (Guo & Adams ,1999; Bacchi et al. 2008; Becciu & Raimondi, 2010).

Estes métodos têm a grande vantagem de possibilitar a colocação em uma relação direta, e de modo conceitualmente correto, a confiabilidade do dispositivo de amortecimento com as características meteorológicas e hidrológicas da bacia drenada através de funções analíticas, superando assim os limites dos métodos com base no evento crítico de projeto que, considerando a equivalência entre o tempo de retorno da chuva e o tempo de retorno do volume de cheia calculado (Dooge, 1977), não permitem que se estime de modo correto a incerteza ligada ao volume quantificado (Bacchi et al., 2008).

Os métodos analítico - probabilísticos se baseiam na hipótese de que a série temporal dos eventos de precipitação é um processo estocástico descrito por variáveis casuais e independentes entre si, em geral a altura da chuva, a duração e o tempo de interevenção. Qualquer uma delas pode ser representada por uma simples distribuição de probabilidades, entre as quais, as mais utilizadas são a exponencial com um parâmetro (Bedient & Huber, 1992), a de Poisson com um parâmetro (Wanielista & Youself, 1993) e a gama com dois parâmetros (Woolhiser & Pegram, 1979). Bacchi et al. (2008) demonstraram que, para as bacias italianas, a distribuição que melhor se adapta ao histograma de frequência das séries pluviométricas é a de Weibull com dois parâmetros.

A partir das distribuições de probabilidade dessas variáveis, foram desenvolvidas as distribuições de outras variáveis fundamentais para o dimensionamento dos reservatórios: o volume de escoamento superficial (Guo & Adams, 1998a; Guo & Urbonas, 2002), a vazão de pico de uma onda de cheia que se forma em uma rede de esgoto (Guo & Adams, 1998b) e a do hidrograma de saída do reservatório de amortecimento (Guo & Adams, 1999). A partir desta última, Guo & Adams (1999) determinaram o volume do reservatório de amortecimento, distinguindo quatro diferentes combinações de volume armazenado – vazão extravasada, seguindo diversas leis de efluentes. As equações obtidas por esses autores devem ser codificadas em uma planilha eletrônica para o cálculo iterativo do volume do armazenamento para um determinado tempo de retorno.

Esta abordagem considera, porém, que o reservatório esteja vazio quando chega o hidrograma de cheia, não levando em conta o risco referente à ocorrência de eventos próximos ou de volumes de chuva muito pequenos para a ativação das descargas, que podem fazer com que o reservatório esteja já parcialmente cheio quando chega a onda de cheia; Becciu & Raimondi (2010) avaliaram a consequente probabilidade de insuficiência do dimensionamento do reservatório.

As aplicações da abordagem analítico - probabilística ao dimensionamento do volume de amortecimento conduzem a resultados confiáveis se comparados aos das simulações contínuas; portanto, estes métodos podem constituir-se em um instrumento válido na fase de anteprojeto.

9.4 RISCO DE INSUFICIÊNCIA DE UM VOLUME DE AMORTECIMENTO

A presença de um volume de amortecimento modifica a lei probabilística $Q(T)$ como é mostrado na Figura 9.22, onde Q' é a vazão máxima admissível no trecho de jusante para um tempo de retorno T^* de projeto, em relação ao qual se tem, na ausência de amortecimento, a vazão Q^*. Como se pode ver, o volume de armazenamento induz redução de $Q(T)$ para os eventos com $T = T^*$ (por exemplo os eventos 1 e 2), enquanto, para os eventos com $T > T^*$ o efeito de amortecimento se reduz progressivamente até se anular completamente para eventos (por exemplo l'evento 3) para os quais o reservatório está completamente cheio já antes da chegada do pico de cheia ou, em geral, durante esse pico.

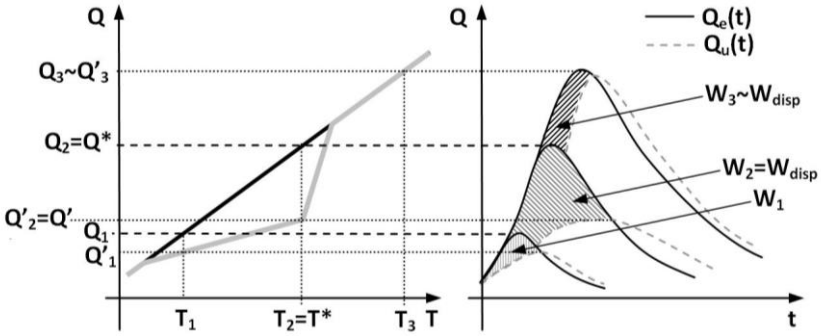


Figura 9.22 Lei probabilística das vazões amortecidas.

Além disso, neste último caso, o ramo ascendente do hidrograma de saída é muito mais rápido (e por isso muito mais perigoso) do que aquele que caracteriza o ramo ascendente do hidrograma, na ausência do volume de amortecimento. De fato, a onda de saída apresenta uma primeira fase relativamente pouco crescente enquanto o reservatório está enchendo, e uma segunda fase rapidamente crescente após o enchimento completo (Figura 9.24).

Para eventos mais intensos do que o considerado como evento crítico de projeto, o reservatório não apenas torna-se insuficiente, mas pode inclusive induzir consequências negativas na região a jusante dele, tanto devido à mencionada rapidez e impetuosidade da onda de efluente, como porque a proteção exercida pelo reservatório para todos os eventos de intensidade menor ou igual à do evento crítico, pode ter conduzido ao desenvolvimento e à intensificação de assentamentos sempre maiores nessa região. Para evitar essas graves consequências é necessário considerar no projeto um tempo de retorno bem mais elevado do que aquele dos coletores de esgoto (por exemplo 50 ou 100 anos) ou do ramo fluvial (por exemplo 100 ou 200 anos), ou prever que o eventual desvio dos reservatórios possa ser lançado em áreas verdes ou em zonas livres assentamentos importantes.

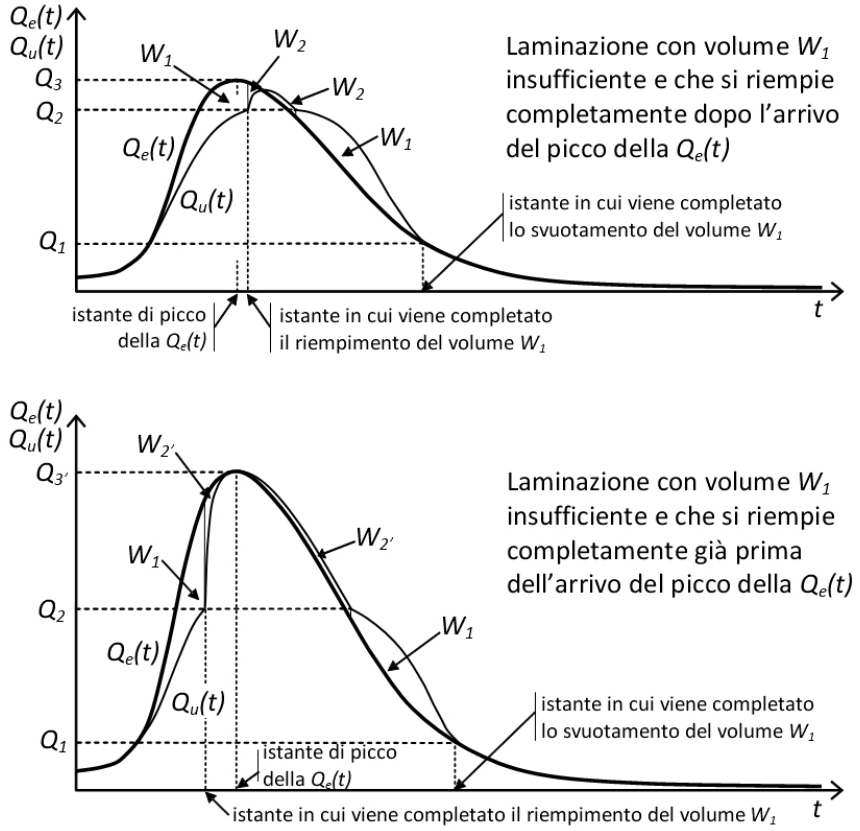


Figura 9.23 Amortecimento com volume insuficiente.

<u>*Legenda da figura:*</u>

Laminazione con volume ... dopo ... = Amortecimento com volume W_1 insuficiente que é enchido completamente após a chegada do pico da $Q_e(t)$

istante onde ... esvaziamento ... = instante em que é completado o esvaziamento do volume W_1

istante di picco della $Q_e(t)$ = instante de pico da $Q_e(t)$

istante onde ... enchimento ... = instante em que é completado o enchimento do volume W_1

Laminazione con volume ... prima ... = Amortecimento com volume W_1 insuficiente que é enchido completamente antes da chegada do pico da $Q_e(t)$

9.5 VALORES ORIENTATIVOS DA CAPACIDADE DOS RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO

Muitas determinações elaboradas simulando-se a série completa das precipitações registradas em Milão no período 1971-1992 com o método cinemático, porém sem introduzir chuvas sintéticas deduzidas das equações de chuvas intensas, conduzem à avaliação aproximada do volume W_0 necessário mostrado na seguinte Tabela 9.1. A tabela fornece o volume w_0 (em m^3/ha) para cada hectare de superfície impermeável ou eficaz da bacia, em função da vazão específica admissível $q_{u,max} = Q_{u,max}/S_{imp}$ na saída (em l/(s·ha)), do tempo de concentração da bacia compreendido entre 10 min e 60 min e do tempo de retorno compreendido entre 5 e 20 anos. Como se pode ver, a ordem de grandeza dos volumes w_0 será de 300/500 m^3/ha se o amortecimento deve conter as vazões máximas de saída, entre valores da ordem de 20/40 l/(s·ha).

Tabela 9.1 Valores da capacidade específica w_0 (m^3/ha_{imp}) dos reservatórios de amortecimento.

Vazão de saída $q_{u,max}$ [l/(s·ha_{imp})]	TEMPO DE RETORNO [anos]								
	5			10			20		
	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO [min]			TEMPO DE CONCENTRAÇÃO [min]			TEMPO DE CONCENTRAÇÃO [min]		
	10	30	60	10	30	60	10	30	60
5	770	735	720	1100	1075	1050	1250	1245	1240
10	560	540	520	790	775	760	1000	990	980
20	410	385	360	490	465	440	740	720	700
30	380	340	300	440	410	380	650	625	600
40	340	305	270	400	360	320	600	560	520
50	320	270	220	370	225	280	510	470	430
70	270	215	160	310	260	210	400	340	280
100	200	125	50	220	145	75	230	165	100

9.6 CRITÉRIOS DE PROJETO

9.6.1 Premissas

Os tipos dos reservatórios de amortecimento são muito diversificados em função dos diversos problemas que eles devem enfrentar e devido à exigência de tornar a gestão sempre mais eficiente e menos onerosa. Como já foi recordado na introdução deste capítulo, está sen-

do dado um destaque sempre maior à inserção paisagística-ambiental, levando em conta a notável importância dos reservatórios em termos de superfícies ocupadas e da comunhão de interesses e depressões presentes ou previsíveis nas áreas pré-selecionadas para acolher os reservatórios (v. Figura 9.2). Além disso, os aspectos de engenharia têm uma importância determinante em relação aos possíveis impactos negativos resultantes como odores persistentes, pouca higiene, elevado risco de absorção nas zonas próximas, perigo de infiltração no subsolo e nos lençóis de água poluída.

A técnica construtiva atual resolve estes problemas através de múltiplas iniciativas: impermeabilização completa ou parcial, automação de operações de lavagem, pré-determinação de áreas de expansão do reservatório para enfrentar eventos chuvosos intensos, controle preciso do funcionamento dos equipamentos, sistematizações multiescopo tanto da área ocupada pelo reservatório como das áreas limitrofes, etc.

Também foram desenvolvidas tecnologias inovadoras para a construção dos equipamentos anexos aos reservatórios de amortecimento, com a função de regular as suas modalidades de enchimento e esvaziamento. Esses equipamentos têm um papel decisivo no correto funcionamento dos reservatórios, levando também em conta a intermitência do fenômeno chuvoso e a consequente necessidade de que, após os talvez longos períodos de tempo seco, estes equipamentos estejam plenamente funcionais e eficientes para o caso de, inesperadamente, ocorrer um novo evento chuvoso.

9.6.2 Problemas ligados à gestão

Uma atenta consideração das exigências de gestão dos reservatórios, é decisiva para o seu correto projeto. De fato, a sua difusão colocou em evidência a importância de uma gestão automatizada e confiável, capaz de garantir a manutenção de excelentes condições higiênicas mediante operações de remoção do material sedimentado e da lavagem dos reservatórios após qualquer ciclo de armazenamento-esvaziamento. Desta necessidade surgem importantes consequências com relação às premissas de projeto dos reservatórios:

- o reservatório deve ser subdividido em vários compartimentos (*multicâmaras*), caracterizados por diversas frequências de entrada em operação, de modo a limitar e facilitar as operações de limpeza. Portanto, tem-se um primeiro compartimento de pequenas dimensões que necessita de intervenções de lavagem e manutenção muito frequentes; um segundo compartimento que necessita de intervenções menos frequentes e assim por diante, até chegar a um último compartimento de expansão contendo, em alguns casos, fundo e margens em terreno natural, que é utilizado como armazenamento apenas no momento de eventos pluviométricos caracterizados por tempos de retorno superiores aos adotados para o dimensionamento da operada do reservatório (normalmente 5/10 anos), com a

consequente carga poluente desprezível, tanto pela elevada diluição como pelo efeito de sedimentação ocorrido nos compartimentos de montante;

- os compartimentos impermeabilizados do reservatório, ou com eventual exceção do reservatório de expansão citado no item precedente, devem ser equipados com *sistemas de lavagem automatizados*. As dimensões e a geometria de qualquer compartimento ou câmara em que está subdividido o reservatório estão relacionadas com o sistema de lavagem pré-selecionado. Um sistema que teve uma certa difusão (Figura 9.25) prevê a utilização, para a lavagem do reservatório, parte das águas que chegam do sistema de coleta a montante: essa fração é armazenada em um pequeno reservatório separado do principal e ligado a ele por uma comporta automática servida por um sensor de nível que comanda a abertura assim chegar ao fim o esvaziamento do compartimento: a abertura instantânea da comporta gera uma onda rápida que percorre toda a superfície do compartimento, arrastando consigo o material sedimentado.
- em alguns casos, por exemplo, quando o reservatório é muito próximo de áreas habitadas, pode ser necessário prever uma cobertura, sempre com exceção de um eventual reservatório de expansão, e a *higienização*, que se obtém mediante a aspiração do ar presente nos compartimentos cobertos, mantidos portanto em ligeira depressão, com tratamento do ar e a sua exaustão.

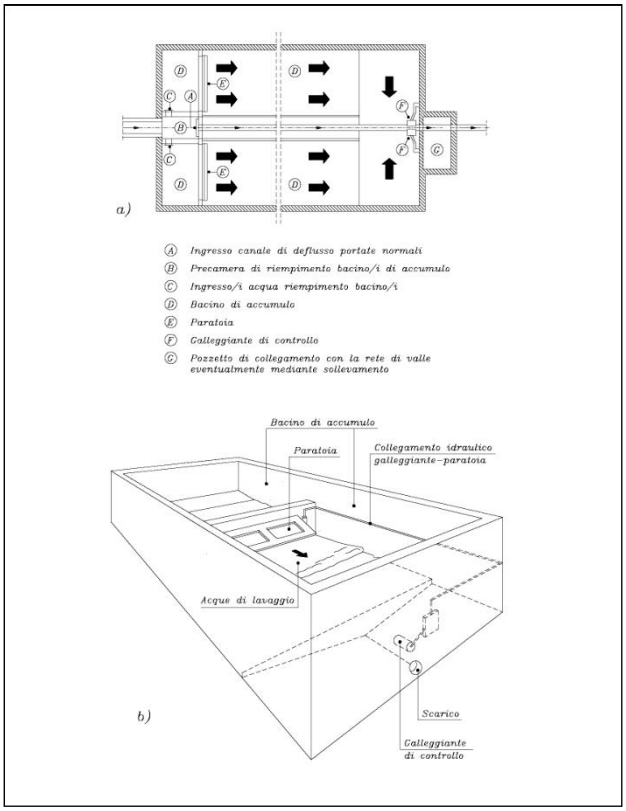


Figura 9.24 Tipo de lavagem automática de reservatórios utilizando as águas que chegam ao sistema de coleta de montante:
a) planta, b) vista em perspectiva.

Legenda da figura:
A – Entrada no canal de efluentes de vazão normal
B – Pré-câmara de enchimento da(s) bacia(s) e de acúmulo
C – Entrada(s) da água de enchimento da(s) bacia(s)
D – Bacino di accumulo = Bacia de acúmulo
E – Paratoia = Comporta
F – Bóia de controle
G – Pequeno poço de ligação com a rede de jusante, eventualmente por meio de recalque
Collegamento idraulico ... = Ligação hidráulica flutuante – comporta
Acque di lavagem = Água de lavagem
Scarico = Descarga

Gallegiante di coltrollo = Bóia de controle

9.6.3 Etapas de projeto

Com base nas considerações expostas, o projeto de um reservatório segue as etapas descritas abaixo.

1) *Escollha do tempo de retorno* a ser feita com base em considerações econômico-ambientais e levando em conta o tempo de retorno associado à rede de coleta de montante (existente ou em projeto).
2) *Dimensionamento da capacidade total do reservatório* a ser feita com base nas metodologias descritas nos parágrafos precedentes.
3) *Escollha da subdivisão ótima dos compartimentos* a ser feita com base em considerações econômico-funcionais: de fato, é neccessário estabelecer um compromisso otimizado entre os custos de execução (mais compartimentos significam um custo mais elevado) e os custos de gestão (mais compartimentos significam uma gestão mais eficiente e econômica). Uma subdivisão típica é a seguinte:
   a) reservatório de primeira chuva, onde necessário, dimensionado com os critérios expostos no *Capítulo 8*;
   b) primeiro compartimento de reservatório frequente, suficiente para eventos pluviométricos de pequena intensidade, projetado para um tempo de retorno de 3/6 meses;
   c) segundo compartimento, que entra em operação em média uma vez a cada 3/6 meses e é suficiente para conter eventos climáticos com tempo de retorno de até 2/3 anos;
   d) terceiro compartimento, que entra em operação uma vez a cada 2/3 anos, suficiente para conter eventos com tempo de retorno de até 5/10 anos;
   e) reservatório de expansão, que entra em operação uma vez a cada 5/10 anos, suficiente para conter eventos com tempo de retorno de até 50/100 anos.

   Naturalmente, a subdivisão exemplificada acima pode ser modificada e adaptada aos casos individuais, levando em conta também a oportunidade de fazer com que os compartimentos individuais sejam o mais possível iguais, por razões evidentes de simplicidade construtiva e de homogeneidade da infraestrutura existente em cada um dos compartimentos, para as operações de manutenção automatizada.
4) *Definição do sistema automático de lavagem mais apropriado,* em função das dimensões e da geometria de cada compartimento, que por sua vez é função das escolhas descritas no item anterior e da configuração plani-altimétrica da área destinada à implantação do reservatório.

5) *Escollha dos equipamentos necessários para o enchimento e o esvaziamento dos vários compartimentos:* também neste caso, são determinantes as condições plano-altimétricas locais e em particular as cotas altimétricas do conduto de entrada e dos receptores na saída (esgoto que conduz à estação de tratamento para o eventual reservatório de primeira chuva, para as águas de lavagem de todos os compartimentos e do curso d'água receptor ou do esgoto pluvial e para as águas temporariamente armazenadas nos compartimentos de jusante do eventual reservatório de primeira chuva). Em geral, se as cotas assim o permitirem, é preferível prever o esvaziamento por gravidade; isso exige a ocupação de superfícies maiores, assim como maior capacidade de armazenamento, sendo a profundidade dos reservatórios limitada pela cota do receptor na saída; existe porém a grande vantagem econômica e de gestão de evitar a construção da instalação elevatória. Para o dimensionamento dos desviadores de superfície e descarregadas no fundo, deve-se consultar os capítulos procedentes.
6) *Definição de eventuais intervenções adicionais para mitigação do impacto:* eventual cobertura e higienização dos reservatórios, implantação de jardins e/ou espaços recreativos na área e em particular no eventual reservatório de expansão, etc.

9.7 CONSTRUÇÃO DOS RESERVATÓRIOS

9.7.1 Generalidades

Existem exemplos em que os reservatórios são pequenos lagos inseridos em áreas verdes públicas: durante os eventos chuvosos mais intensos, o sistema de esgoto urbano conduz a esses lagos as vazões pluviais que excedem a capacidade do sistema, produzindo um aumento temporário da superfície do espelho d'água e do volume armazenado (Figura 9.26). Uma vez terminado o evento, o lago retorna para a superfície usualmente ocupada e, com operações de limpeza mais ou menos simples, as margens temporariamente submersas são limpas, retornando à situação anterior. Contudo, sempre mais frequentemente, devido aos vínculos com a urbanização ou às características de qualidade das águas a serem envasadas (principalmente no caso das redes de esgoto mistas), são adotados também para os reservatórios, esquemas construtivos mais complexos e custosos (Figura 9.27).

É também muito difundida a exigência da construção de equipamentos capazes de assumir ambas as funções: no término de uma rede de coleta mista, ou para águas pluviais, no caso de redes separadas nas proximidades do destino final (por exemplo um curso d'água) é, em geral necessário armazenar provisoriamente as águas de primeira chuva para depois enviá-las para tratamento com uma vazão menor, dentro de valores pré-estabelecidos, amortecer a onda de cheia a ser conduzida ao destino final quando ela apresentar uma receptividade hidráulica limitada.

Como já foi exposto anteriormente (Figura 9.1), uma outra distinção é aquela entre os *reservatórios em linha*, localizados ao longo dos coletores de esgoto, por exemplo inserindo um trecho de coletor com seção ampliada (supertubo), e *os reservatórios fora de linha*, localizados em desvios com relação a esses coletores.

Também é importante considerar a possibilidade de equipar adequadamente as redes de esgoto já existentes, caracterizadas pela presença de coletores de grande seção e, consequentemente, dotados de grande capacidade interna de reservatório em linha, com sistemas automáticos para controle em tempo real (essencialmente sistemas de monitoramento como estações elevatórias ou comportas e soleiras de desvio).

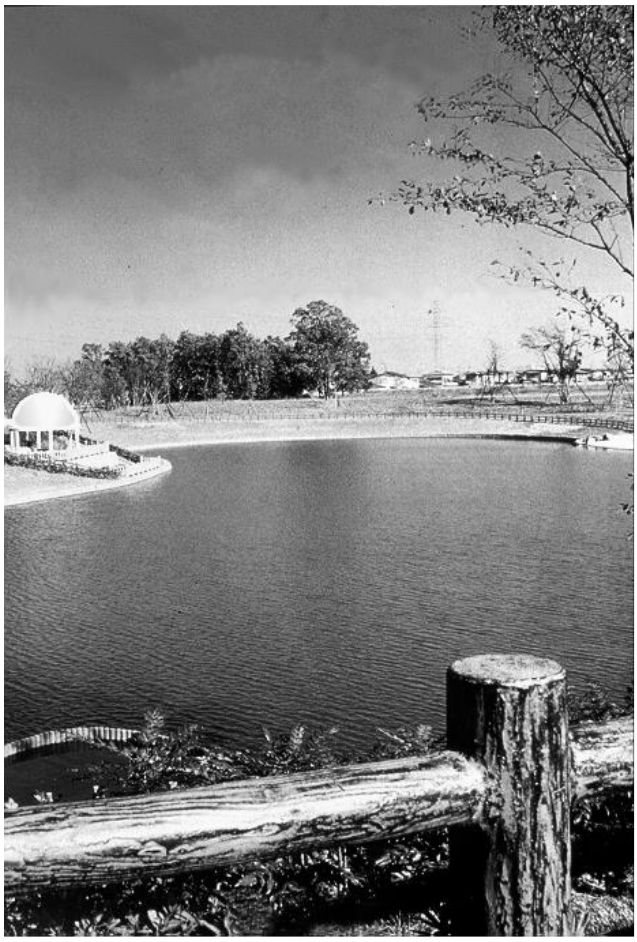


Figura 9.25 Reservatório composto de um pequeno lago permanente dentro de uma área pública recreativa.

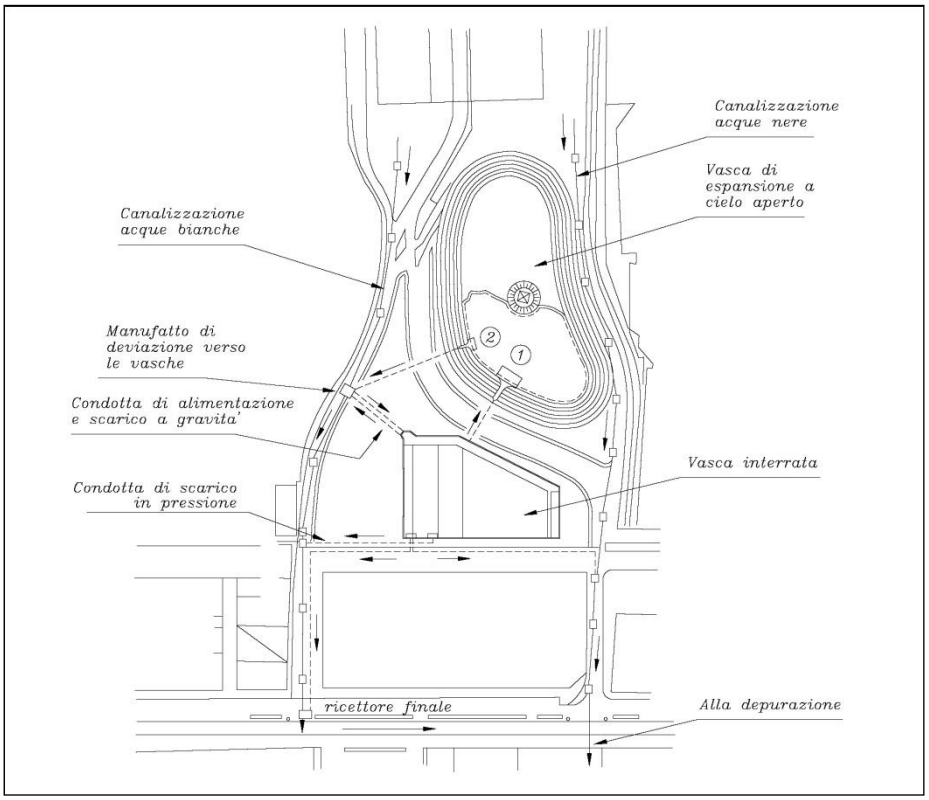


Figura 9.26 Exemplo de reservatório impermeabilizado e coberto, associado a armazenamento a céu aberto; canal de transparência (1), proveniente do desvio do reservatório subterrâneo e o equipamento de esvaziamento (2), que conduz as águas por gravidade para a canalização de águas pluviais quando esta, passada a cheia, tiver alcançado condições de recepção.

Legenda da figura:

Canalizzazione acque bianche = Canalização de águas pluviais
Canalizzazione acque nere = Canalização de esgoto sanitário
Vasca di espansione ... = Armazenamento a céu aberto
Manufatto di deviazione ... = Equipamento de desvio para os reservatórios
Condotta di alimentazione ... = Conduto de alimentação e descarga por gravidade
Condotta di scarico ... = Conduto de descarga sob pressão
Vasca interrata = Reservatório subterrâneo
Ricettore finale = receptor final
Alla depurazione = para tratamento

9.7.2 Reservatórios a céu aberto não revestidos

É o mais simples e econômico, utilizado quando se está distante do centro habitado e quando não existem riscos de poluição para os lençóis subterrâneos (por exemplo, porque o reservatório é utilizado apenas para a rede de águas pluviais, excluídas as águas de primeira chuva, por uma instalação de esgoto com redes separadas ou, mais raramente, sob condições hidrogeológicas particularmente favoráveis).

O reservatório assume, neste caso, uma configuração planimétrica irregular (Figura 9.26), similar aos lagos que às vezes se encontram dentro dos jardins públicos.

Sabe-se agora que, mesmo no caso de redes de esgoto separadas, a primeira fração dos volumes de chuva apresenta elevadas cargas de poluentes, este tipo de reservatório é raramente utilizado isoladamente, mas é muito frequente encontrar exemplos de envases com mais compartimentos onde o reservatório aqui descrito tem a função de zona de expansão para conter os eventos climáticos mais intensos.

Se o desnível disponível entre o esgoto que entra e o destino permitir, o esvaziamento do reservatório pode ser efetuado por gravidade, usando-se um extravasor, preferivelmente estruturado de modo a manter a vazão de saída constante e igual ao valor máximo desejado, independentemente da carga hidráulica. Com relação ao tipo e ao dimensionamento extravasores, obtém-se mais informações consultando o *capítulo 9.8*. No entanto, quando o desnível entre o esgoto que entra e o destino não permitir o esvaziamento por gravidade, deve-se equipar o reservatório com uma estação elevatória. Esta solução, quase obrigatória em territórios planos, inclui naturalmente a necessidade de que a estação seja alimentada por energia elétrica; além disso, deve ser construído um local adequado para alojamento dos quadros elétricos e das válvulas montadas nas tubulações da instalação de recalque.

Os reservatórios não revestidos não são em geral equipados com instalações de lavagem automáticas. A única providência a ser adotada é a de moldar o fundo do reservatório com declividades não inferiores a 2/4% na direção do descarregador, para garantir uma velocidade de escoamento adequada na fase do esvaziamento do reservatório, com o consequente arraste dos sólidos sedimentáveis.

Em cada caso, mesmo quando o tempo de retorno total atingido é muito elevado (50/100 anos), é sempre necessário considerar atentamente, na fase de projeto, as consequências de uma eventual insuficência do reservatório, prevendo extravasores que lancem as águas excedentes, ou no destino final ou em áreas agrícolas, em geral livres de assentamentos importantes.

Quando o volume e, acima de tudo, a superfície ocupada forem grandes, mesmo os reservatórios em terreno natural e a céu aberto são subdivididos em compartimentos caracterizados por uma frequência de alagamento diferente. Isso é conseguido com a simples providência de construir o fundo dos vários compartimentos do reservatório com diferentes cotas, ou, alternativamente, utilizando bordas internas de separação transbordáveis (Figura 9.28). Desse mo-

do, além de racionalizar as operações de manutenção, obtém-se uma melhor utilização para fins recreativos da parte do reservatório que é alagada mais raramente.

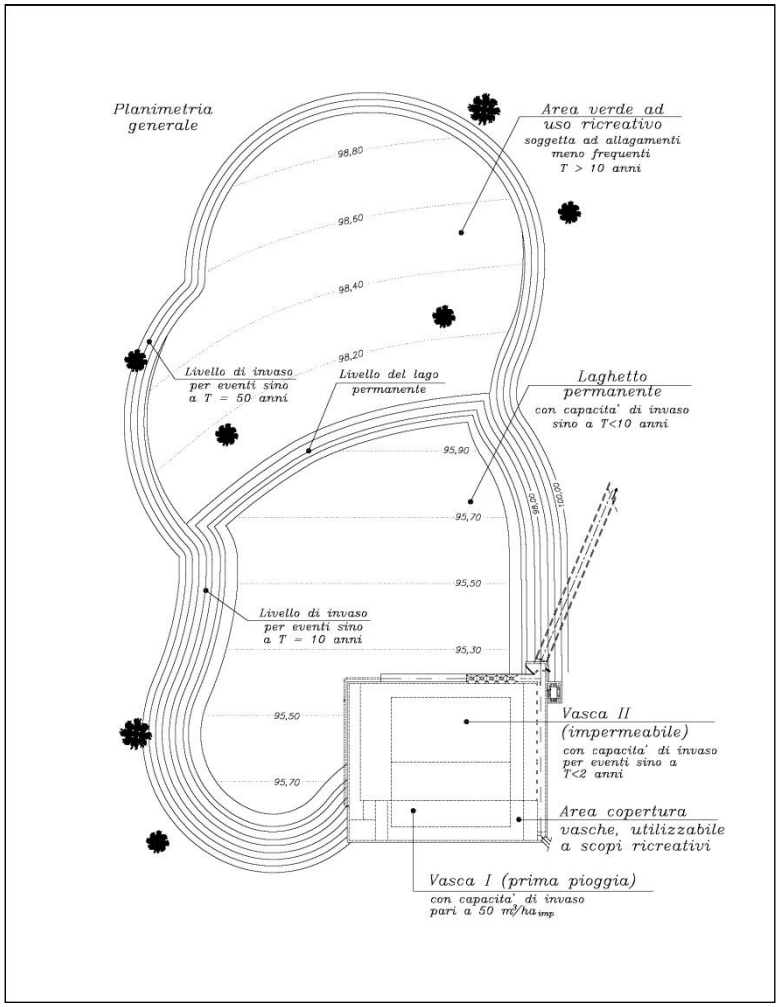


Figura 9.27 Exemplo de reservatório não impermeabilizado a céu aberto; neste caso o enchimento do reservatório é feito pelo desvio a partir de um compartimento impermeabilizado, subterrâneo e coberto, que acolhe as águas pluviais mais poluídas; o esvaziamento é realizado em parte por infiltração e em parte pelo retorno à rede de esgoto existente através do compartimento impermeabilizado, após o término do evento chuvoso; nota-se a pequena borda que subdivide o reservatório a céu aberto em dois

compartimentos, destinados respectivamente a conter eventos desde 10 até 50 anos de tempo de retorno.

9.7.3 Reservatórios de primeira chuva ou reservatórios monocâmara a céu aberto e revestidos

Quando os reservatórios são inseridos em um sistema de esgoto misto, mesmo se o seu armazenamento só tem início normalmente quando for superado no coletor a vazão limite pré-estabelecida, já é agora uma técnica de projeto consolidada a de realizar a sua impermeabilização. Para simplicidade de manutenção, apenas a camada mais externa da impermeabilização é construída em concreto, permitindo assim o acesso de meios mecânicos emborrachados. Às vezes, por cima do concreto, são instaladas telas impermeáveis para fazer com que contenção hidráulica seja mais segura (Figura 9.29).

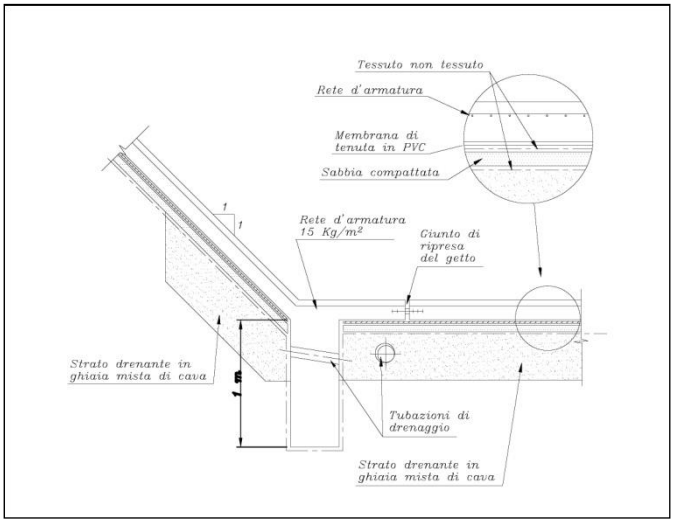


Figura 9.28 Detalhe do tipo de impermeabilização.

Legenda da figura:
Tessute non tessuto = Manta
Rete d'armatura = rede de armadura
Membrana di tenuta ... = Membrana de contenção em PVC
Sabbia compattata = Areia compactada
Giunto di ripresa ... = Junta
Strato drenante in ... = Camada drenante em cascalho misto
Tubazioni di drenaggio = Tubulação de drenagem

O efeito de autolimpeza é às vezes ampliado construindo-se no fundo do reservatório canaletas em concreto com seção proporcional à vazão de esgotamento, eventualmente revestidas em argamassa cerâmica antiabrasão (Figura 9.30), de modo a permitir uma velocidade de escoamento superior a 1 m/s, com o consequente arraste dos sedimentos. Independente desta providência, em geral são necessárias frequentes operações de limpeza, tendo sido estudados diversos métodos de lavagem automática dos reservatórios.

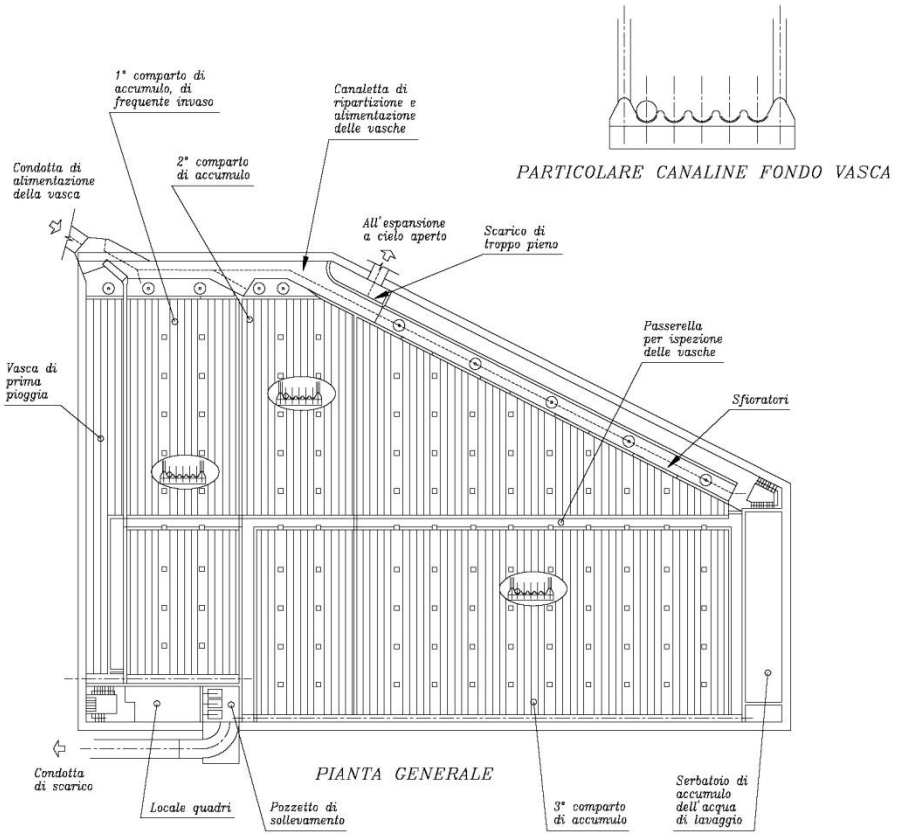


Figura 9.29 Neste exemplo, o fundo do reservatório é moldado com canaletas revestidas com argamassa cerâmica, com declividade na direção da saída do escoamento (neste caso um pequeno canal de coleta alimenta um pequeno poço) de 1%; essa inclinação pode ser obtida por meio da sobreposição de elementos pré-fabricados no fundo projetado na obra.

Legenda da figura:

comparto di accumulo = compartimento de acúmulo
comparto di accumulo, di frequente invaso = compartimento de acúmulo com utilização frequente
Canaletta di ripartizione ... = Canaleta divisória e de alimentação do reservatório
Canaletta di alimentazione ... = Canaleta de alimentação do reservatório
All'espansione ... = Para a expansão a céu aberto
Scarico di transbordamento = Despejo de transbordamento
Vasca di prima pioggia = Reservatório de primeira chuva
Passarella per inspezione ... = Passarela para inspeção dos reservatórios
Sfioratore = Desvio
PARTICOLARE CANALINE ... = DETALHE DAS CANALETAS NO FUNDO DO RESERVATÓRIO
PIANTA GENERALE = PLANTA GERAL
Condotta di scarico = Conduto de descarga
Locale quadri = Local dos quadros de força
Pozzetto di sollevamento = Poço da instalação de recalque
Serbatoio di accumulo ... = Reservatório de acúmulo da água de lavagem

Os reservatórios monocâmara são utilizados atualmente apenas nos casos onde o volume total do reservatório não supera algumas centenas de m^3; isso pode ocorrer no caso onde se deve construir somente um reservatório para a coleta das águas de primeira chuva (dimensões da ordem de 20÷50 m^3 para cada hectare impermeável servido). Em todos os outros casos, quando o volume do reservatório excede as dimensões de 400÷500 m^3, se recorre aos reservatórios multicâmara.

9.7.4 Reservatórios multicâmara

O volume total do armazenamento é subdividido em compartimentos separados que se comunicam, atendendo às exigências de operação e manutenção. Desse modo, os armazenamentos mais frequentes afetam somente uma parte do reservatório, e os outros compartimentos são usados apenas para os eventos pluviométricos mais intensos. A intenção, como já mencionado, é a de racionalizar as operações de limpeza e manutenção, que devem, naturalmente, ser frequentes no compartimento com uso mais frequente, e podem ser mais espaçadas, e até ocasionais, nos outros compartimentos.

A técnica da subdivisão em diversos compartimentos (reservatórios multicâmara) tem uma das suas principais aplicações no caso em que se deve realizar o tratamento das águas de primeira chuva. Esta circunstância traz a necessidade de se distinguir o armazenamento das águas de primeira chuva, com volume bem definido, do armazenamento das outras águas de chuva. As primeiras, de fato, devem ser enviadas para tratamento, enquanto as segundas podem, através de um sistema diferente de esvaziamento, ser conduzidas diretamente ao receptor final (canalização para águas pluviais ou corpo d'água superficial), restando a necessidade

de enviar para tratamento as águas de lavagem utilizadas em todos os compartimentos (Figura 9.31).

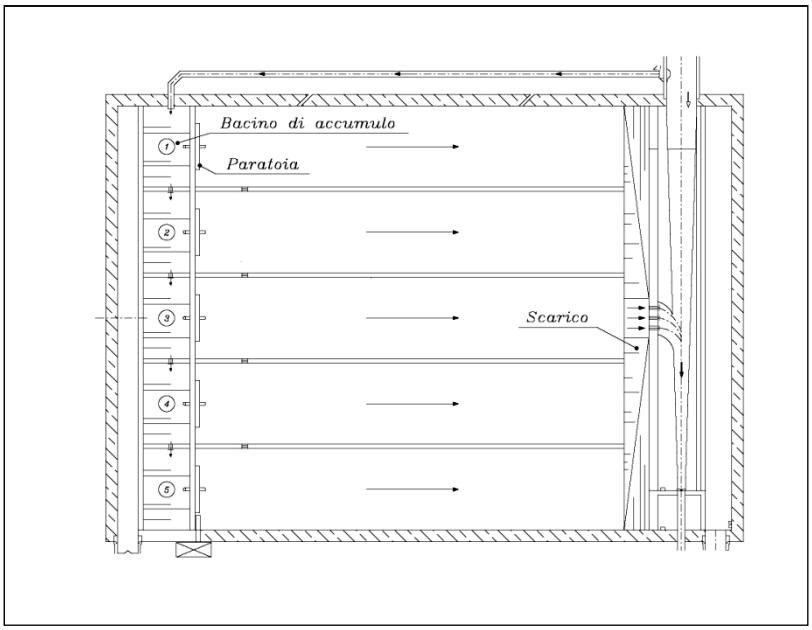


Figura 9.30 Reservatório subdividido em cinco compartimentos, sendo cada um dos quais dotado de reservatório de lavagem a montante e comporta automática.

Legenda da figura:
Bacino di accumulo = Bacia de acúmulo
Paratoia = Comporta
Scarico = Descarga

Contudo, para a economia de gestão já citada, é uma prática de engenharia bastante difundida subdividir em compartimentos sujeitos a emprego com frequências diferentes. É apropriado que os reservatórios multicâmra sejam dotados de uma pré-câmara de entrada, às vezes ligada diretamente à instalação de esvaziamento (boca com desnível ou elevatória). Quando o volume a ser armazenado exceder o da pré-câmara de entrada se ativa o desvio para a primeira câmara, e assim por diante.

Pode-se distinguir reservatórios multicâmara em série, onde o enchimento e o esvaziamento de qualquer reservatório é feito através do reservatório precedente (Figura 9.32), e reservatórios multicâmara em paralelo, onde o enchimento e o esvaziamento de qualquer reservatório é feito através da pré-câmara de entrada (Figura 3.2). A escolha entre um tipo e outro

é feita em função das características geométricas do local de construção, assim como da localização planialtimétrica do conduto de alimentação e do destino final.

No caso de reservatórios que prevêm o esvaziamento por gravidade, assume importância o dimensionamento da pré-câmara de entrada: pode-se facilmente demostrar que quanto menor é o seu volume também é menor, mantendo-se iguais as demais condições, o dimensionamento de toda a obra. Isto é devido ao fato de que, com a pré-câmara de entrada pequena, alcança-se muito rapidamente a condição de carga máxima no extravasor que regula o efluente do reservatório e, por consequência, por toda a duração do armazenamento, a vazão de saída se mantém igual ao valor máximo admissível, satisfazendo assim o requisito fundamental do "amortecimento ótimo" que permite reduzir o volume a ser armazenado. Naturalmente, as dimensões da pré-câmara de entrada devem, em geral, ser suficientes para garantir um funcionamento livre de turbulência do canal que alimenta a próxima câmara.

A consideração acima vale sobretudo para os reservatórios multicâmara em série; neste caso a pré-câmara de entrada tem uma única soleira de desvio para o próximo reservatório, que pode ser colocado na cota de máxima regulagem da pré-câmara de entrada. No entanto, no caso de reservatórios multicâmara em paralelo, a pré-câmara de entrada apresenta mais soleiras de desvio com diferentes cotas, com a finalidade de permitir armazenamento com frequências diferentes nos vários compartimentos; somente o desvio para o compartimento que se quer armazenar com menor frequência pode, neste caso, ser ajustado na cota de máxima regulagem da pré-câmara de entrada, enquanto os outros desvios devem ser ajustado em cotas inferiores, que não permitam o rápido atingimento da carga máxima no extravasor que regula a saída. Ambos os tipos de reservatórios multicâmara devem ser obviamente dotados de extravasor. Se a alimentação da um compartimento para outro for feita com uma soleira de desvio livre, o extravasor pode ser utilizado apenas para o compartimento de envase menos frequente. Se, por outro lado, os vários compartimentos forem isolados por meio de controles mecânicos, por exemplo, para permitir uma manutenção extraordinária em parte da estrutura mantendo o restante em operação, será necessário dotar de extravasor cada um dos compartimentos.

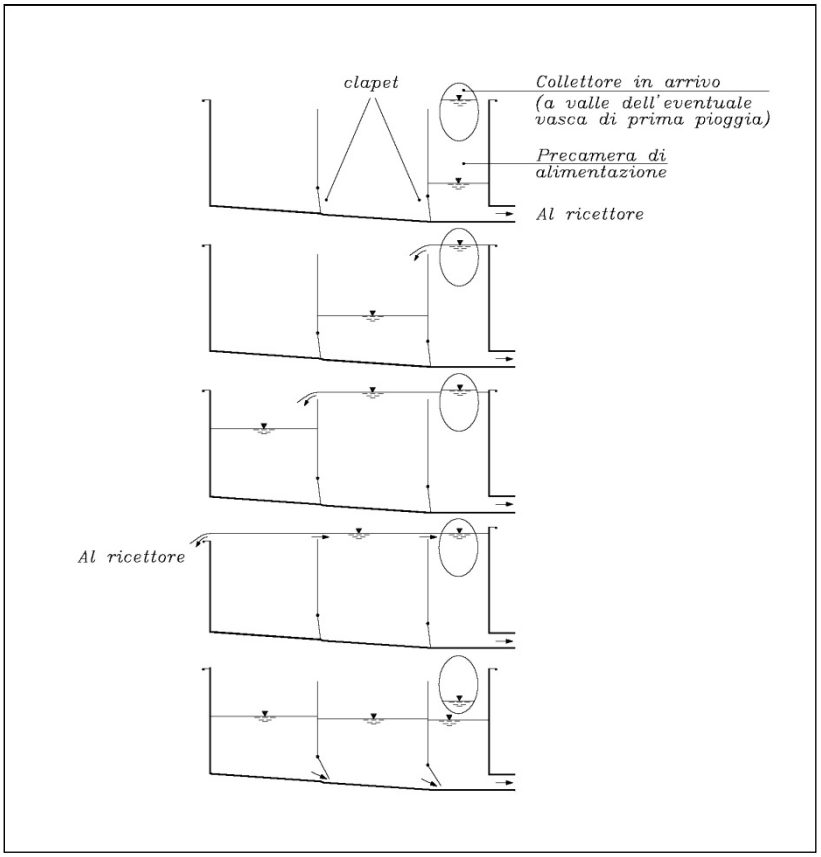


Figura 9.31 Armazenamento multicâmara com reservatórios em série; embora o caso aqui esquematizado preveja o envio de todo o volume para o receptor, em geral é possível, substituindo-se as válvulas de retenção por comportas com temporização automática, diferenciar o destino das águas entre as diferentes câmaras.

Legenda das figuras 14.31 e 14.32:

clapet = válvula de retenção

Collettore in arrivo ... = Coletor de entrada (a jusante de eventuais reservatórios de primeira chuva)

Precamera di ... = Pré-câmara de entrada

Al ricettore = Para o receptor

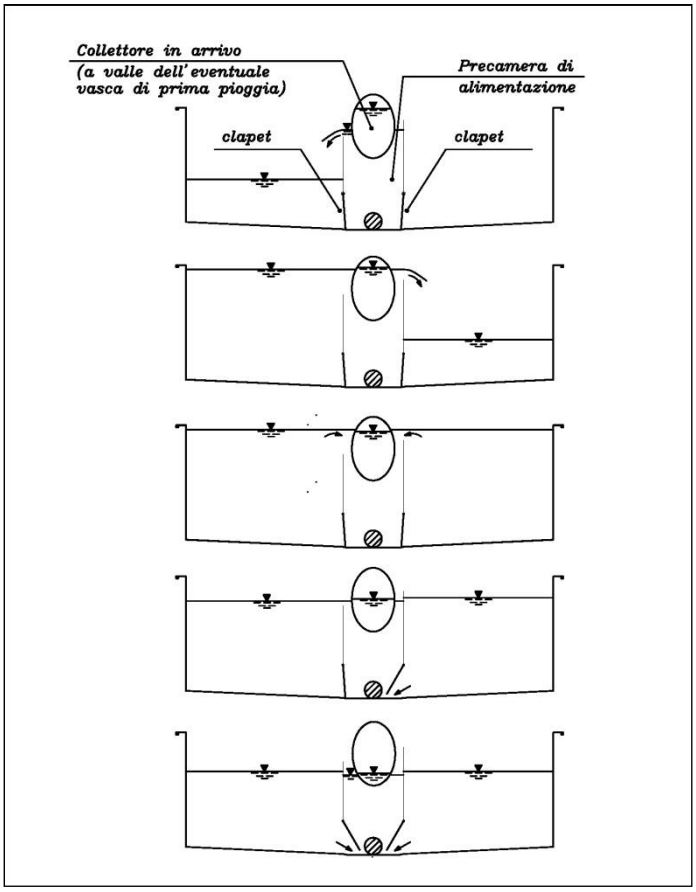


Figura 9.32 Armazenamento multicâmara com reservatórios em paralelo.

O esvaziamento de cada compartimento é feito normalmente através de válvulas de retenção, que permitem que a água o atravesse somente em um sentido. Essas válvulas são em geral constituídas da simples comportas planas articuladas na parte superior (*clapet*), que permanecem normalmente fechadas e se abrem em um único sentido e sob o efeito da maior força hidrostática de montante, na presença de altura de lâmina d'água de montante superior ao de jusante. A condição inversa, nível d'água a jusante superior ao de montante, mantém a comporta fechada. As válvulas de dimensões maiores (acima de 0,2 m^2) recebem geralmente um contrapeso, para que mesmo diferenças mínimas de carga determinem a sua abertura. As dimensões mínimas dos descarregadores que regulam o esvaziamento de cada compartimento não podem em geral ser maiores que 20/25 cm, tanto na largura como na altura, para evitar o risco de obstrução.

Mesmo os reservatórios multicâmara são normalmente equipados com os sistemas de lavagem automática descritos anteriormente. Neste caso, o sistema automático, acionado por computador eletrônico, deve ser programado para efetuar as operações de lavagem dos vários compartimentos em sequência, e não simultaneamente, para não sobrecarregar o sistema de eliminação das águas de lavagem.

9.7.5 Condutos com seção ampliada (supertubos)

Caso, nos centros densamente urbanizados (por exemplo nos centros históricos), seja muito difícil encontrar áreas utilizáveis para armazenamento, pode ser encontrada uma solução através da construção de estruturas subterrâneas lineares (grandes condutos, galerias, etc.) em geral denominadas "supertubos" (Figura 9.34).

Estas podem ser concebidas como reservações o em linha ou fora de linha.

No primeiro caso, o supertubo é construído ao longo de um trecho da rede de esgoto ou de drenagem, substituindo-se o conduto correspondente por um de dimensões bem maiores com relação ao necessário para as vazões de dimensionamento normal. O supertubo recebe o esgoto que chega de montante e está conectado à rede de jusante através de um de controle calibrado de modo a permitir o efluente normal das vazões de tempo seco ou ligeiramente maiores. No caso de evento chuvoso relevante, as vazões em excesso se acumulam progressivamente no supertubo que, portanto, exerce a função de amortecimento. Assim que o nível de enchimento atingir um valor máximo de segurança prefixado, correspondente ao volume de projeto adequado ao tempo de retorno previsto, o controle se abre automaticamente para deixar fluir para jusante o volume acumulado.

Os supertubos fora de linha, ao contrário, são construídos em uma posição diferente da rede de esgoto ou de drenagem climática, em função das condições locais (por exemplo paralelamente à rede se a largura das ruas assim o permitir, ou em um túnel subterrâneo localizado em uma cota inferior à rede e a todos os serviços urbanos subterrâneos). No ponto da rede estabelecido para o desvio das vazões, é instalado um desvio que conduz as vazões excedentes no supertubo; o seu esvaziamento é feito ou através de uma estrutura de controle que restitui por gravidade, para a rede, as vazões que saem do supertubo, ou, nos casos frequentes onde isso não é possível, mediante uma instalação de recalque.

Naturalmente, durante o processo de armazenamento, a diminuição da velocidade da corrente no supertubo induz fenômenos de sedimentação que devem ser imediatamente removidos para evitar o aparecimento de fenômenos não desejados, como a emissão de odores persistentes e a redução do volume útil do reservatório. Para isso, é de boa norma dotar o supertubo de equipamentos de lavagem automática similares aos adotados nos reservatórios de primeira chuva (Figura 9.35).

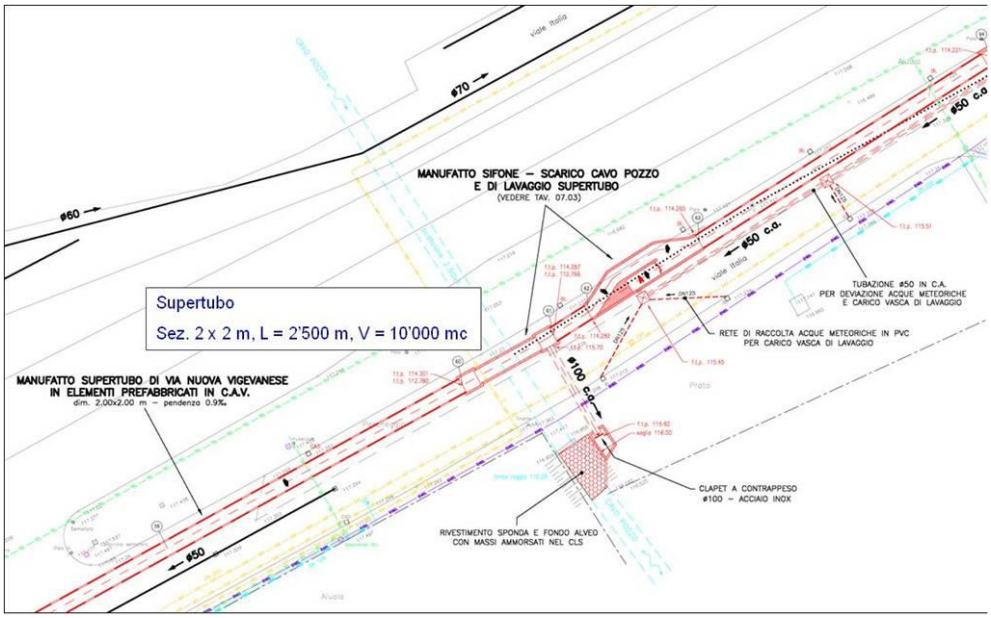


Figura 9.33 Exemplo de “supertubo”. Seção 2m x 2m;comprimento 2500 m; volume interno 10.000 m^3.

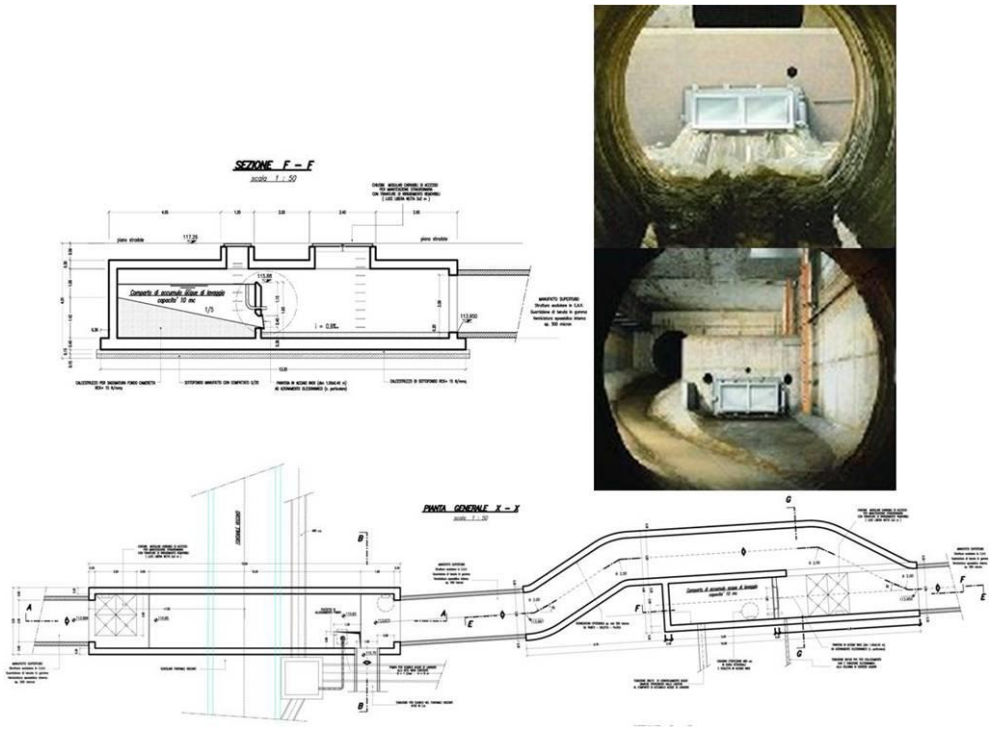


Figura 9.34 Equipamento de lavagem automática de supertubos.

(Texto ilegível) -> REFAZER A FIGURA

9.7.6 Intervenções de amortecimento difuso

Se as características do solo e dos lençóis subterrâneos não oferecem a capacidade de estimular significativamente a infiltração, as soluções de BMP (Melhores Práticas de Gestão, ver o Capítulo 6) consistem essencialmente no amortecimento local a ser efetuado a montante das conexões com a rede pública de drenagem urbana ou dos receptores. Estas obras difusas de amortecimento têm em geral um papel de integração e não de substituição dos reservatórios de amortecimento tradicionais, cuja localização é feita em regiões muito mais a jusante na rede de canalizações, geralmente apenas a montante da estação de tratamento ou de pontos críticos, tais como sifões e confluências importantes. Estes reservatórios, como sabemos, têm grandes dimensões e, portanto, têm elevados custos de construção e manutenção. Além disso, frequentemente a sua inclusão em áreas densamente urbanizadas é problemático devido ao seu tamanho e à existência de numerosas redes subterrâneas.

O amortecimento difuso das águas pluviais pode ser executado por pequenos reservatórios subterrâneos a serviço das unidades habitacionais individuais ou de complexos residenci-

ais ou comerciais, ou pela transformação de superfícies impermeáveis, públicas ou privadas, geralmente criadas e utilizadas para outras finalidades, de modo a constituir uma ocupação temporária do escoamento da chuva mediante sistemas de controle das entradas para a rede de drenagem. Os tipos de operações de amortecimento difuso podem ser classificados essencialmente em três:

- reservatórios sobre coberturas planas
- reservatórios sobre grandes superfícies pavimentadas
- reservatórios subterrâneos locais

9.7.6.1 Reservatórios sobre coberturas planas

Podem ser executados utilizando os telhados planos dos edifícios, que são transformados em reservatórios temporários mediante dispositivos simples de controle dos despejos pluviais. Esses reguladores de vazão são colocados diretamente sobre a grelha de despejo pluvial e são construídos de modo que inicialmente a vazão despejada seja limitada, criando-se assim uma pequena camada de água sobre essa superfície (Figura 9.36), que se esvazia gradualmente uma vez que o evento chuvoso tenha terminado ou tenha diminuído significativamente a sua intensidade. Por razões de segurança, ou seja, para impedir que o nível d'água e, portanto, o peso sobre a cobertura seja excessivo, estes reguladores alteram a lei da vazão quando for excedido um nível máximo, geralmente de alguns centímetros, aumentando consideravelmente a vazão despejada. Para um bom desempenho em condições de segurança, é essencial que haja uma inspeção e manutenção regular para evitar entupimentos.

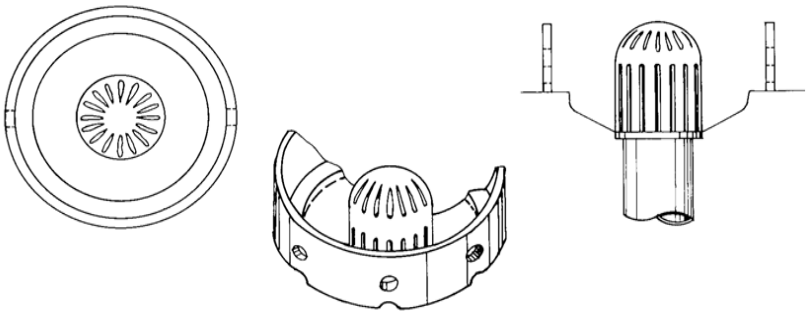


Figura 9.35 Regulador de vazão para reservatórios sobre coberturas planas [por: Poertner, 1974].

9.7.6.2 Reservatórios sobre grandes superfícies pavimentadas

As características estruturais das grandes superfícies pavimentadas como praças ou parques, podem ser modificadas de modo a criar zonas de reservatórios temporários. Essas zo-

nas, que afetam apenas uma parte da área, são constituídas essencialmente por depressões, criadas ou já existentes, que tendem a encher naturalmente em caso de chuva, como uso de grelhas que realizam um controle da vazão (Figura 9.37).

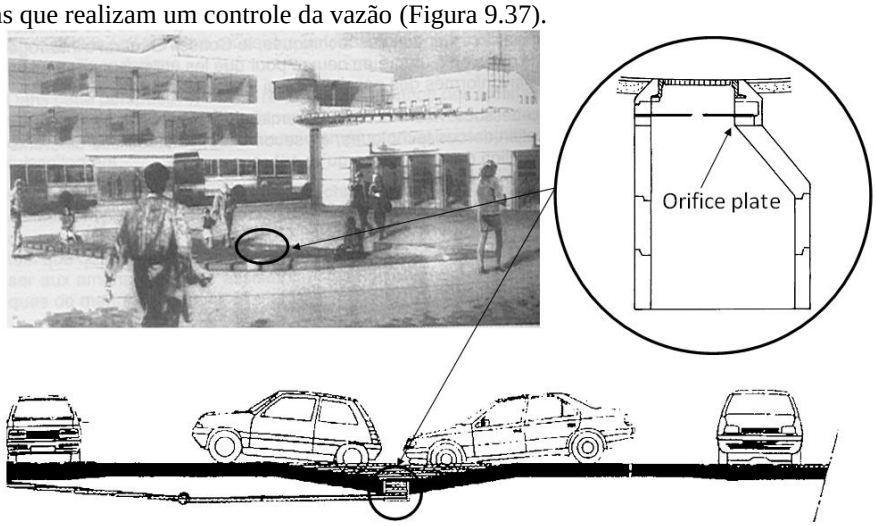


Figura 9.36 Instalações de amortecimento difusas sobre grandes superfícies pavimentadas: uma praça (acima), estacionamento (abaixo), com um regulador de vazão especial (à direita) [adaptado por: Urbonas e Stahre, 1993].

Legenda da figura:
Orifice plate = grelha com orifícios

A área de depressão e o controle instalados na sua descarga, devem ser projetados de modo que o reservatório temporário não seja um obstáculo para outras atividades que sejam destinadas a estas áreas. Por exemplo, no caso de áreas de estacionamento é importante que isso não afete o acesso e a circulação de veículos, enquanto nas praças a depressão pode ser diminuída e explorada criando-se uma zona de repouso com bancos ao longo da margem (Figura 9.37). Normalmente, para que estes tipos de reservatório não possam criar grandes dificuldades é necessário que as áreas destinadas aos alagamentos tenham as seguintes características [Urbonas e Stahre, 1993]:

- sejam inundadas de forma gradual permitindo a retirada de pessoas;
- não sejam completamente inundadas com muita frequência, em média, uma vez a cada 5-10 anos;
- a profundidade máxima da água não seja superior a 20 cm;
- o tempo de escoamento não seja superior a 30 min.

9.7.6.3 Reservatórios subterrâneos locais

Estão localizados unicamente dentro de propriedades privadas, entre a rede interna de coleta de águas da chuva e a rede de esgoto. Seu objetivo é amortecer as águas da chuva antes que elas entrem no sistema de esgoto, reduzindo o risco de sobrecarregar a rede a jusante. O seu volume é pequeno, geralmente da ordem de dezenas de m³, especialmente se uma parte das águas da chuva não for lançada nos esgotos, mas seja destinada à infiltração (considerar que, o volume necessário para reduzir a vazão de descarga a 20/40 l / s ha_{imp} é estimado de 300/500 m3/ ha_{imp}. Sua configuração hidráulica é geralmente simples, com uma única câmara e com soleiras de descarga com seção fixa (Figura 9.38), mesmo que se possam utilizar esquemas mais complexos no caso de áreas servidas de dimensões maiores..

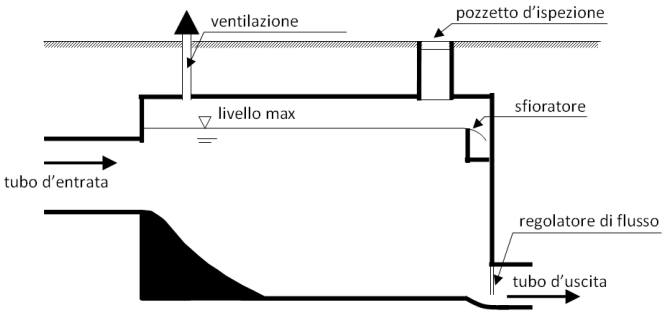


Figura 9.37 Esquema de reservatório de amortecimento difuso [por: Poertner, 1974].

Legenda da figura:

ventilazione = ventilação
pozzeto d'ispezione = poço de inspeção
livello max = nível máximo
sfioratore = desvio
tubo d'entrata = tubo de entrada
regolatore di flusso = controle de vazão
tubo d'uscita = tubo de saída

9.7.6.4 Observações quanto à adoção de operações de amortecimento difuso

O maior problema da aplicabilidade das operações de amortecimento difuso é o do seu controle e sua manutenção. É óbvio, de fato, de que a sua ausência ou mau funcionamento pode resultar na liberação descontrolada de água contaminada, especialmente se a rede de drenagem foi dimensionada levando em conta uma vazão menor direcionada ao represamento, com efeitos prejudiciais tanto para o meio ambiente como para o uso normal das dos espa-

ços. Outro problema, não menos importante, é a sua maior acessibilidade, que exige a adoção de medidas na fase do projeto que limitem o risco tanto de alterações intencionais como o risco de contaminação acidental ou danos a pessoas não autorizadas, por exemplo, crianças no caso de reservatórios construídos dentro de unidades residenciais.

A sua instalação em áreas normalmente destinadas a outros fins e a sua dispersão sobre o território, torna certamente mais difícil o seu controle e a sua manutenção no caso de operações tradicionais, como os reservatórios da primeira chuva. Essa dificuldade é ainda mais acentuada porque os reservatórios difusos estão freqüentemente localizados em áreas particulares, existindo portanto a necessidade de atribuir os serviços de monitoramento e manutenção diretamente aos respectivos proprietários. Por outro lado, devemos notar que os reservatórios difusos geralmente são menos complexos em termos de instalações hidráulicas e, portanto, requerem menor competência e menor custo operacional. A consciência do uso comum deste tipo de instalação, juntamente com incentivos econômicos e serviços de assistência técnica por parte do gestor público, certamente poderá ajudar a reduzir a extensão do problema. No caso de aplicações mais inovadoras, notadamente de áreas públicas que são inundadas temporária e parcialmente, existe muitas vezes dificuldade da população em aceitar a coexistência desses diferentes usos. Nestes casos são necessárias iniciativas de informação pública para reassegurar a segurança da operação e consequentemente conquistar o consentimento prévio para a sua implementação [Piel et al. 1998].

Mesmo no caso de operações amortecimento difusas, a redução da vazão determinada por essas operações exigem decisões visando economia na construção e na gestão destas redes públicas de drenagem. Mas, para uma avaliação econômica completa, há necessidade de se agregar também os maiores custos necessários para a sua construção e gestão.

9.8 DESCARREGADOR DE FUNDO

9.8.1 Generalidades

Uma vez que a finalidade do reservatório é efetivamente a de limitar o despejo para jusante, seja no caso em que este deve ser lançado no esgoto sanitário (águas de primeira chuva e de lavagem), seja quando o destino é representado por um coletor de água limpa ou por um corpo d'água receptor, é importante que os dispositivos utilizados para o esvaziamento do reservatório possam cumprir os seguintes requisitos:

- vazão efluente não superior ao valor prefixado do projeto;
- vazão efluente a mais constante possível, isto corresponde de fato ao princípio do "amortecimento ótimo", mencionado no parágrafo 2.4 sobre a capacidade mínima necessária do reservatório para se atingir o amortecimento desejado e a máxima redução do tempo para esvaziar o reservatório e consequentemente, a minimização do

risco de que uma nova onda de cheia encontre novamente o reservatório parcialmente ocupado e consequentemente com menor capacidade útil de represamento;

– geometria que minimize o risco de entupimento.

O sistema mais comum de descarga dos reservatórios é o sistema de recalque que pode satisfazer todos os requisitos referidos.

Todavia, quando a altimetria da alimentação e do destino permitir, é preferível, por razões de economia e gestão, bem como visando menores riscos de interromper a operação, realizar o esvaziamento dos reservatórios por gravidade.

9.8.2 Descarregadores com soleira fixa

O modelo do dispositivo de descarga mais simples e comum é o vertedor com soleira de descarga fixa (Figura 9.39); que é caracterizada pela seguinte equação de descarga:

$$Q = \mu_{effl} \cdot A_u \sqrt{2gH} \tag{18.1}$$

onde:

Q é a vazão efluente [m^3/s];
μ_{effl} é o coeficiente de descarga;
A_u é a área molhada [m^2];
H é a carga hidráulica no vertedor [m].

O coeficiente de descarga μ_{effl} depende da contração que a lâmina d'água sofre ao atravessar o vertedor, e é, portanto, relacionada com a geometria do próprio vertedor e da cota da superfície livre, e consequentemente da carga H. Para vertedores em paredes planas situadas sobre fundo retilíneo horizontal (Figura 9.39), se a carga H for medida a partir da cota da superfície livre até o fundo, o coeficiente μ_{effl} é dado pela seguinte expressão, derivada da equação de Bernoulli:

$$\mu_{effl} = \frac{C_c}{\left[1 + \frac{C_c \cdot a}{h}\right]^{1/2}} \cdot C_v \tag{18.2}$$

onde:

a é a altura da lâmina d'água [m],
C_c é o coeficiente de contração,
C_v é o coeficiente de perda de carga.

Os valores de μ,variam em geral no intervalo de 0,5/1,0 em função da inclinação da parede e conforme a relação *a*/*h* de acordo com os gráficos da Figura 9.39 [Sinniger e Hager, 1989]. Para δ = 90° (parede vertical) e para *a*/*h* → 0 (superfície livre muito alta comparada com a lâmina do vertedor), o valor de μ_{effl} resulta igual ao valor de 0,611.

Quando *a*/*H* é grande, pelo contrário, a vazão não é regular devido à presença de um núcleo de ar aspirado, habitualmente com um redemoinho, da superfície livre. Nesta situação, portanto, o coeficiente μ_{effl} é reduzido, assumindo valores não bem quantificáveis.

O dimensionamento do vertedor é efetuado calculando-se com (18.1) a soleira A_u do vertedor em condições de carga *H* máxima (máximo enchimento), definida com base na altura do reservatório disponível e da vazão *Q* máxima igual aquela admissível nos coletores.

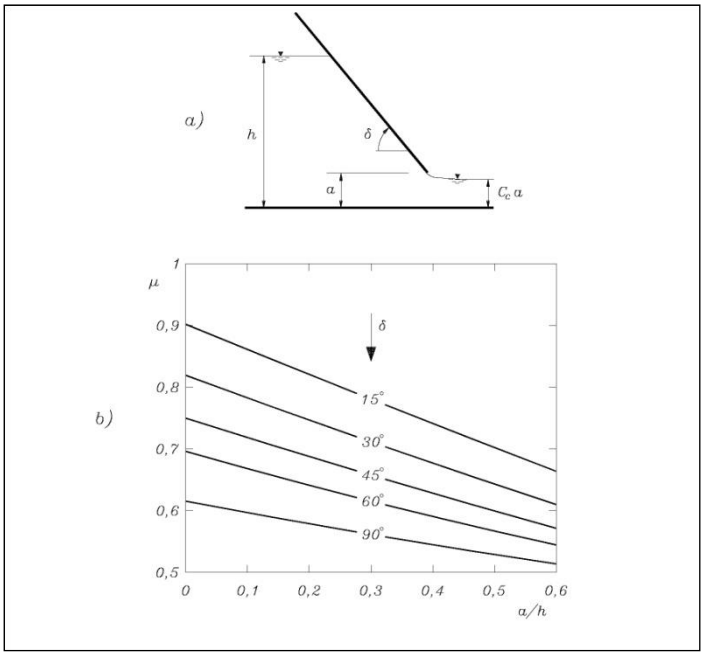


Figura 9.38 Geometria de um vertedor com desnível em parede plana e os correspondentes coeficientes de descarga.

O vertedor A_u assim calculado nunca deve ter dimensão inferior a 25 × 25 cm, necessária para evitar risco de entupimento[1].

A expressão (18.1) mostra que a vazão de saída do reservatório varia dependendo da carga a montante, ou seja, do grau de enchimento do reservatório. Para aproximar esse tipo de funcionamento à vazão ótima, com uma vazão constante independente da carga, como já visto

no *parágrafo 9.7.4*, poderá ser construída uma pré-câmara de pequenas dimensões diretamente conectada com o vertedor, de modo a assegurar que a carga máxima seja alcançada em um tempo muito curto; na fase de esvaziamento, no entanto, existe inevitavelmente uma redução gradual da carga sobre o vertedor, com a consequente diminuição da vazão e alongamento da fase de esgotamento e possibilitando que uma nova onda de cheia encontre o reservatório parcialmente ocupado e portanto com menor disponibilidade da sua capacidade de represamento.

Para superar este problema, é preferível instalar dispositivos de descarga construídos com soleiras variáveis ou com vertedores conhecidos como "hydrobrake".

9.8.3 Descarregadores com comporta

Trata-se de vertedores dotados de comportas reguláveis (Figura 9.40*a*), cujo grau de abertura é controlado, por meio de bóia ou sinal elétrico, pelo nível de água no reservatório: quando aumenta a carga *h*, ela automaticamente reduz a abertura *A*,de modo a manter a vazão aproximadamente constante. O modelo geométrico da comporta é estudado pelos projetistas de modo a otimizar o funcionamento no caso de variação da vazão.

Na Figura 9.40*b* e na Figura 9.40*c* são mostrados outros dois dispositivos concebidos para funcionar da mesma maneira: o primeiro é constituído de um conduto que é mantido em desnível quase constante graças a um braço articulado em cuja extremidade se encontra uma bóia; enquanto o segundo explora a depressão que é criada na entrada do trecho inicial da descarga, construída em material flexível, para provocar uma contração progressiva na seção transversal a jusante da entrada, opondo-se então em seguida ao aumento da vazão [Volkart e De Vries, 1985].

Parece prudente recomendar testes extensivos desses últimos dispositivos antes da sua utilização operacional.

Esses vertedores somente devem ser adotados quando a soleira necessária para permitir a passagem da vazão admissível a jusante, em termos de carga máxima, não seja inferior a uma dimensão mínima (da ordem de 25 / 25 cm), necessária para evitar riscos de obstrução.

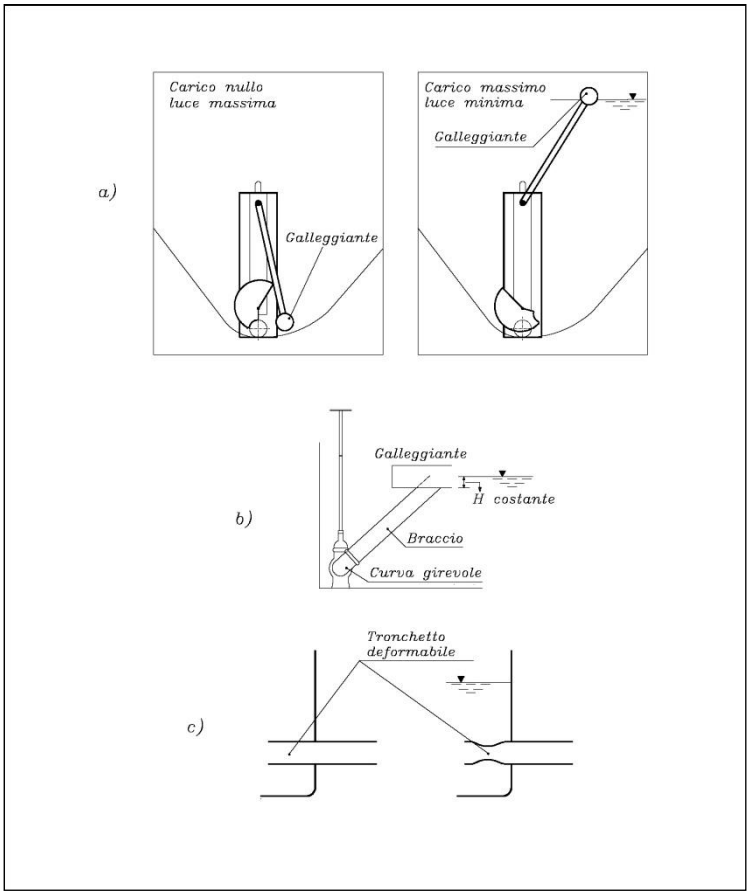


Figura 9.39 Vertedor com desnível e com soleira variável:
a) comporta controlada por uma bóia,
b) tubo de desvio articulado, preso a uma bóia,
c) tubo de descarga com trecho deformável

Legenda da figura:

Carico nullo luce massima = carga nula abertura máxima da comporta
Carico massimo luce minima = carga máxima abertura mínima da comporta
Galleggiante = bóia
Costante = constante
Braccio = braço
Curva girevole = curva giratória
Tronchetto deformabile = trecho de tubo flexível

9.8.4 Vertedores “hydrobrake”

Os vertedores “*hydrobrake*" ou "*vortex amplifier*” na terminologia anglo-saxônica, "*wirbeldrossel* "ou "*wirbelvalve*" em alemão) [Brombach, 1974] [Pacheco Amaral e Souza, 1986] [WRC, 1990] [Urbonas e Stahr, 1993] [Sanfilippo et al, 1996] apresentam a vantagem de permitirem, ao se induzir um movimento circular do escoamento, a construção de vertedores mais amplos e, portanto, menos propensos ao entupimento. Além disso, a própria turbulência do escoamento tenderá a limpar o dispositivo.

Geralmente, neste vertedor, a configuração geométrica é caracterizada substancialmente por uma alimentação disposta tangencialmente em relação à câmara de entrada (Figura 9.41, Figura 9.42 e Figura 9.43), que força a corrente a assumir uma turbulência forte, cujo efeito principal é reduzir significativamente o valor do coeficiente da vazão de μ_{effl} da (18.1). Assim se consegue que, uma vez determinada a vazão e a carga máxima *h* de projeto, a abertura da soleira *A* possa ser mais ampla e tenha, conseqüentemente, menos instabilidade.

As configurações geométricas foram estudadas por vários fabricantes, para assegurar a estabilidade do vórtice permitindo assim a formação de um núcleo de ar que se comunica na saída com a atmosfera. É normal encontrar em dispositivos mais comuns, valores de μ_{effl} da ordem de 0,2 / 0,3, ou seja, bem inferiores ao valor usual de 0,6 dos vertedores com comporta e com soleira livre.

9.8.4.1 Vertedor “hydrobrake” em dois estágios

O funcionamento dos vertedores do tipo de *dois estágios* (Figura 9.43 e Figura 9.41) está baseado no princípio de que para baixos valores de velocidade (ou seja, da queda hidraúlica *h* a montante) o vórtice não tem nenhuma maneira de se formar e o dispositivo se comporta como uma vertedor comum; porém, quando a velocidade (ou o desnível de montante) excede certo limite o o vórtice é formado: isso leva a uma redução acentuada da vazão efluente *Q*, que então começa a aumentar novamente conforme uma equação do tipo da (18.1), mas onde o valor de μ_{effl} se torna significativamente reduzido.

Estes dispositivos, pelo menos até agora, foram os mais comumente utilizados em aplicações práticas, em comparação com o similar de *três estágios* (mencionado no parágrafo seguinte), pois são caracterizados por:

- Efeito eficaz de frenagem (“*brake*”) da vazão efluente (embora esta última, como mostra a Figura 9.41*c*, não é regulada para que tenha um valor constante);
- Notável simplicidade e baixo custo de construção e da instalação;
- Dimensões reduzidas;
- Estabilidade de funcionamento (ou seja, ausência de vibração);
- Menor possibilidade de obstrução;

- Ausência de partes móveis;
- Necessidade reduzida de manutenção.

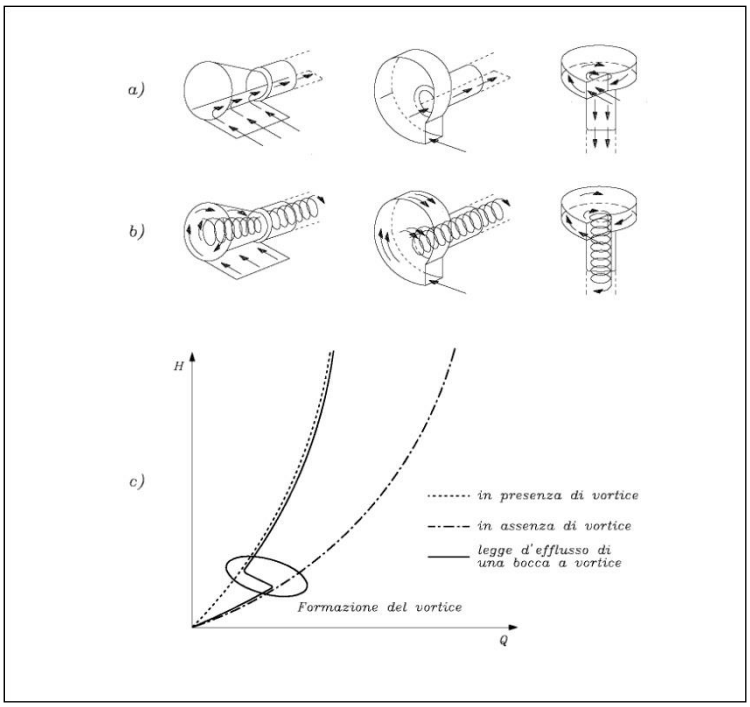


Figura 9.40 Tipos de vertedores (“hydrobrake”) do tipo de dois estágios e a correspondente equação de descarga [WRC, 1990]:
a) descarga livre por vazão baixa (tempo seco);
b) descarga regulada (ou seja “controlada”) pelo vórtice;
c) escala de vazão.

Legenda da figura:

In presenza = na presença
In assenza = na ausência
Legge d’efflusso di uma bocca a vórtice = Equação de descarga de um vertedor “hydrobrake”
Formazione del vortice = formação do vórtice

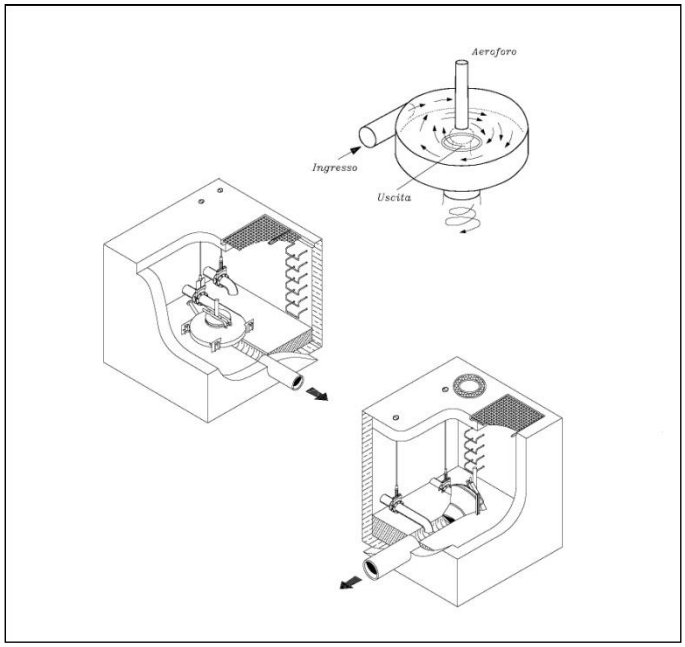


Figura 9.41 Exemplos de poços de instalação para vertedores “hydrobrake” [Urbonas e Stahre, 1993].

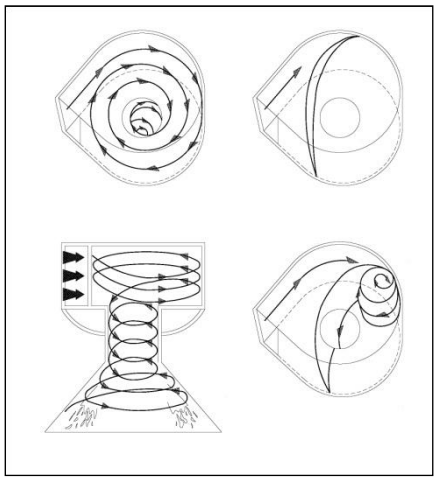


Figura 9.42 Modelos de escoamento dos vertedores “hydrobrake” do tipo de dois estágios conforme aumenta o desnível [Urbonas e Stahre, 1993].

9.8.4.2 Vertedores “hydrobrake” com três estágios

O vertedor “hydrobrake” com *três estágios* consiste essencialmente de uma câmara de escoamento circular dotada de duas fontes de alimentação, uma *radial* e uma *tangencial*, e uma única saída para a atmosfera (Figura 9.44*a*). Entre as duas alimentações, a radial tem a sua tomada no nível inferior, e será, portanto, a única em operação (Figura 9.44*b*) até que o nível a montante não tenha atingindo a soleira da tomada da alimentação tangencial. O vórtice que é gerado no interior da câmara quando a alimentação tangencial também entra em movimento, se amplifica como no caso vertedores “hydrobrake” de dois estágios citadas no capítulo anterior, no local do orifício de saída para a atmosfera (Figura 9.44*c*), por causa da restrição da seção transversal disponível e do conseqüente aumento da velocidade tangencial do fluido; ainda que neste caso, a criação de um núcleo de ar à pressão atmosférica no orifício da saída dará lugar a uma significativa redução da área efetiva da veia efluente e consequentemente do coeficiente μ_{effl}. Além disso, como nos vertedores de dois estágios, haverá perda da carga devido ao próprio vórtice, provocando com isso uma diminuição na carga e, portanto, uma posterior redução da vazão efluente *Q*.

A seção da tomada de água tangencial pode ser posicionada de tal modo que, quando aumenta o desnível *h* à montante, aumenta a relação entre a vazão alimentada tangencialmente e aquela alimentada radialmente: desta forma, se obtém assim por diante uma contração crescente gradual da lâmina d’água na saída e, portanto, uma progressiva diminuição do coeficiente de descarga μ_{effl}.

Neste caso, calibrando devidamente a geometria do sistema, Giesecke e Brombach [Brombach, 1974] [Brombach] [Giesecke e Brombach], com modelos de laboratório desenvolvidos na Universidade de Stuttgart, foram capazes de conseguir com o aumento de *h*, a diminuição de μ_{effl} de modo a contrabalançar o crescimento do termo $H^{1/2}$, para obter uma vazão suficientemente constante.

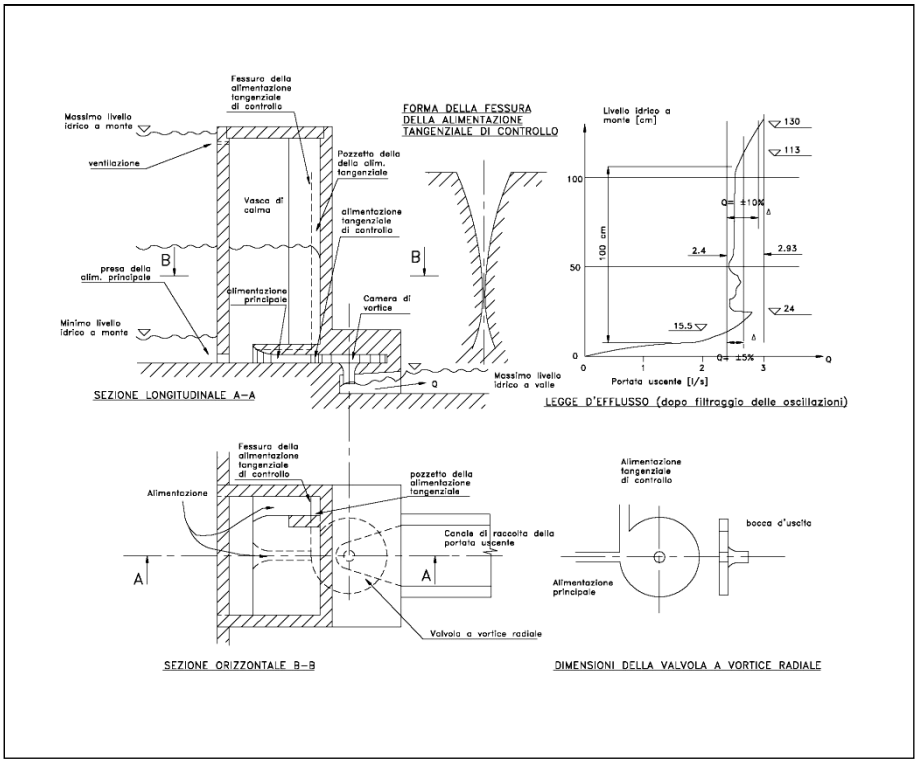


Figura 9.43 Vertedor "hydrobrake" de três estágios para baixas vazões (modelo de laboratório) [Brombach].

<u>Legenda da figura:</u>

Massimo livello idrico a monte = Nível d'água máximo a montante
Ventilazione = Ventilação
Presa della alim.principale = Tomada d'água principal
Minimo livello idrico a monte = Nível d'água mínimo a montante
Sezione longitudinal A-A = Seção longitudinal A-A
Vasco di calma = Dissipador de energia
Alimentazione principale = Alimentação principal
Forma della fessura della alimentazione tangenziale di controllo = Forma da abertura de alimentação tangencial de controle
Massimo livello idrico a volte = Nível d'água máximo d'água
Pozzeto della alim. tangenziale = Poço da alimentação tangencial
Alimentazione tangenziale di controllo = Alimentação tangencial
Livello idrico a monte = Nível d'água a montante

Portata uscente = Vazão efluente
Legge d'efllusso (dopo filtraggio delle oscilazioni) = Equação da descarga
Canale di raccolta della portata uscente = Canal de restituição
Valvola a vórtice radiale = Válvula do vórtice radial
Sezione orizzontale B-B = Seção horizontal B-B
Bocca d'uscita = Descarga
Dimensioni della ... radiale = Dimensão da válvula do vórtice radial

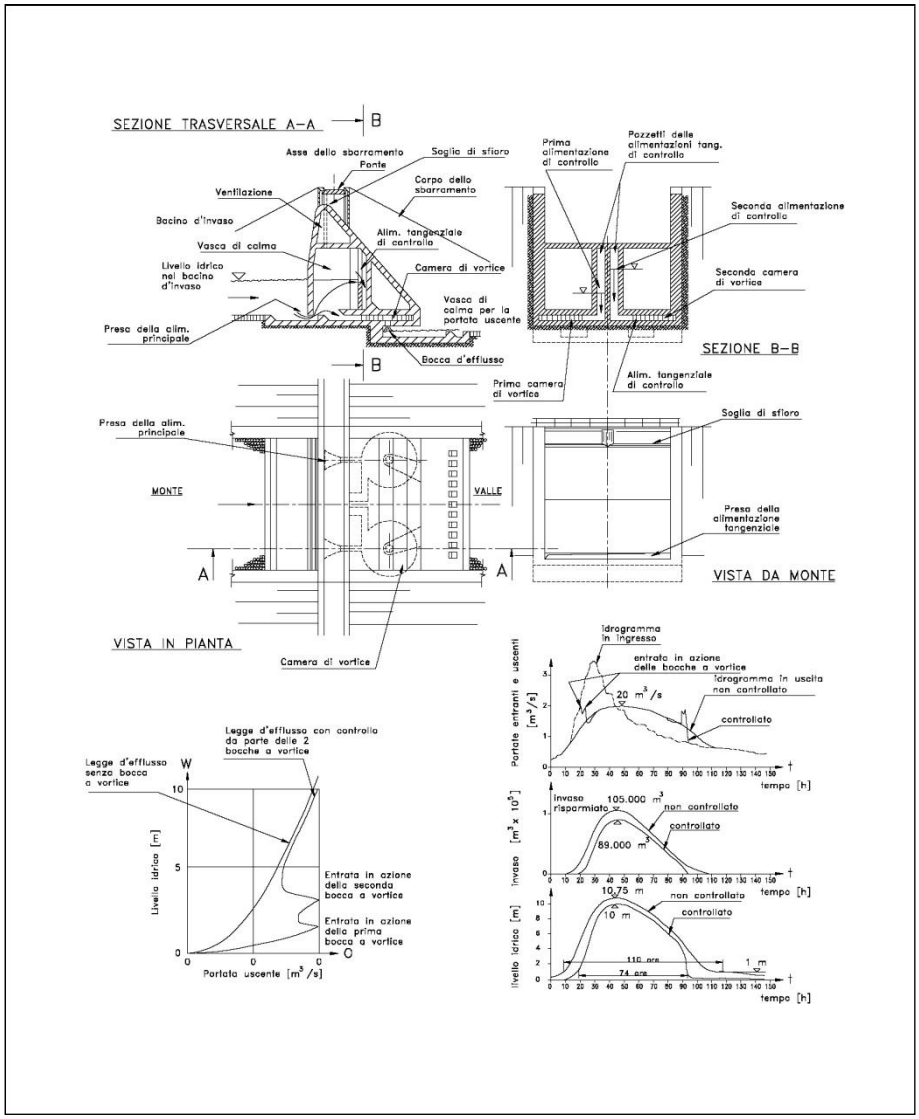


Figura 9.44 Abertura de descarga de um vórtice radial. Exemplo de aplicação em uma bacia de amortecimento de um par de aberturas de descarga em vórtice radial; observar que as duas entradas da tomada d'água tangencial são colocadas em cotas diferentes [Giesecke e Brombach].

<u>Legenda da figura:</u>

Sezione trasversale A-A = Seção transversal A-A

Asse della sbarramento = Eixo da barragem
Ponte = Ponte
Ventilazione = Ventilação
Bacino d'invaso = Bacia do reservatório
Vasca di calma = Dissipador de energia
Livello idrico nel bacino d'invaso = Nível d'água do reservatório
Presa della alim. principale = Tomada d'água principal
Soglia di sfioro = Soleira do desvio
Corpo dello sbarramento = Corpo da barragem
Alim. tangenziale di controllo = Alimentação tangencial
Camera di vórtice = Câmara do vórtice
Vasca di calma per la portata uscente = Dissipador
Bocca d'efflusso = Boca de efluentes
Prima alimentazione di controllo = Primeira câmara de controle
Pozzetti della alimentazione tang. di controllo = Pequenos poços da alimentação tangencial de controle
Seconda alimentazione di controllo = Segunda câmara de controle
Seconda camera di vórtice = Segunda câmara do vórtice
Sezione B – B = Seção B – B
Prima camera di vórtice = Primeira câmara do vórtice
Alim.tangenziale di controllo = Alimentação tangencial de controle
Presa della alim. tangenziale = Tomada da alimentação tangencial
Monte = A montante
Valle = A jusante
Vista da monte = Vista de montante

Os resultados que podem ser obtidos com a abertura de descarga do vórtice radial de três estágios são muito bons, contudo, esse modelo, se comparado com o de duas vias apresenta dois tipos de problemas:

- a seção da tomada da alimentação tangencial de controle pode ficar obstruída com facilidade;
- como a introdução da alimentação principal na câmara do vórtice ocorre ao longo de uma direção radial, o vórtice, e portanto também o fluxo na saída, poderá resultar instável [Brombach,1974].

Com uma alimentação principal do tipo *axia*l [Pacheco e Amaral De Souza, 1986] [Sanfilippo e altri, 1996] em vez de radial é possível eliminar o problema da irregularidade da vazão de descarga proveniente vertedor com vórtice radial.

De fato, enquanto no vertedor com vórtice radial a vazão principal é introduzida na câmara do vórtice através de um único orifício ao longo de uma direção que é exatamente radial com respeito à própria câmara (Figura 9.44), na boca com redemoinho axial a entrada do fluxo principal é feita paralelamente ao eixo longitudinal da câmara; Pacheco e Amaral De Souza [Pacheco e Amaral De Souza, 1986] propõe a introdução na câmara do vórtice dessa vazão principal através de um modelo anular, com a finalidade de distribuir as linhas da corrente simetricamente em relação ao eixo longitudinal e de localizar a introdução da alimentação principal na mesma faixa periférica da câmara em redemoinho, que é aquela onde o campo da velocidade é mais estável, enquanto ocorrem menos turbulências no escoamento (Figura 9.46).

Naturalmente, o formato anular da canalização da alimentação principal apresenta problemas de instabilidade muito maiores com relação aos dos condutos com seção cheia, que constituem a alimentação principal do vertedor com vórtice radial.

Tanto Brombach como outros estudiosos, entre os quais lembramos particularmente de Neumayer e Rupper [Neumayer e Rupper, 1975], desenvolveram vertedores com vórtice axial de várias dimensões, sendo que cada uma delas foi instalada experimentalmente de modo a se obter a regularização da vazão para determinados intervalos de variação do desnível a montante.

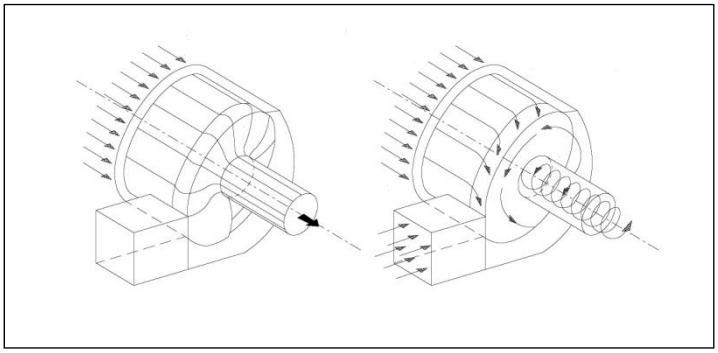


Figura 9.45 Vertedor “hydrobrake” com vórtice axial [Pacheco e Amaral De Souza, 1986].

9.9 LANÇAMENTOS SUPERFICIAIS

Os lançamentos superficiais dos reservatórios, tanto os previstos para descarga no receptor como os previstos para serem desviados para os diversos setores dos reservatórios multi-

câmara, devem ser cuidadosamente dimensionados em função da máxima sobreelevação admissível em relação à cota da margem do desvio mencionado.

A vazão *Q* efluente desses despejos pode ser calculada com a seguinte expressão, que será válida se o desvio for feito para a atmosfera e sem retorno por algum contradesnível a jusante:

$$Q = \mu_{effl} \cdot L \cdot H \sqrt{2gH} \tag{18.3}$$

onde:

Q é a vazão efluente do canal de desvio [m^3/s];

μ_{effl} é o coeficiente de descarga;

L é o comprimento da margem do desvio [m];

H é a carga hidráulica [m] sobre a margem do desvio (Figura 9.46), que é equivalente, considerando a água parada dentro do reservatório, à sobreelevação da superfície livre no reservatório com relação à margem do desvio, medido em um local suficientemente afastado a montante do desvio para não ser influenciada pelo abaixamento da superfície livre provocado pela sucção da saída para esse mesmo canal de desvio.

A expressão (18.3) mostra que a vazão aumenta linearmente com o comprimento *l*, mas cresce mais fortemente com a carga *H*. O dimensionamento, uma vez definida a vazão máxima *Q* da descarga, resulta bastante ágil, sendo baseado na escolha apropriada dos valores de *L e H*.

O coeficiente de descarga μ_{effl} cujo valor padrão é aproximadamente igual a 0,4, depende da configuração geométrica do vertedor, em especial:

– para canais de desvio retangulares de parede vertical com canto vivo com contração também nos lados (Figura 9.47*a*):

  $$\mu_{effl} = [0{,}405 - 0{,}03\,(L - l)/L + 0{,}0027/h]\,\{1 + 0{,}55\,[(l\,H)/(L\,H)]^2\} \tag{18.4}$$

  onde *H* é a altura da superfície livre com relação ao fundo do reservatório e *L* é a largura da parede dentro da qual está instalado o canal de desvio.

– para canais de desvio retangulares com parede espessa arredondada (Figura 9.47*b*):

  $\mu_{effl} = 0{,}45 \div 0{,}48$

– para canais de desvio retangulares com paredes espessas não arredondadas (Figura 9.47*c*): adotar o coeficiente μ_{effl} dado pela (18.4) relativo ao caso de parede fina, multiplicado por 0,8.

Se a soleira do canal de desvio for interrompida por colunas intermediárias (Figura 9.47*d*), na (18.3) deve ser inserido um comprimento correto l^* dado pela relação:

$$l^* = l - 2\,K_p\,H \qquad (18.5)$$

onde K_p é um coeficiente que leva em consideração a contração originada pelo pilar, ou seja, $K_p = 0{,}1$ se o pilar não for redondo, ou $K_p = 0{,}05$ se o pilar for arredondado, l naturalmente não inclui a largura dos pilares.

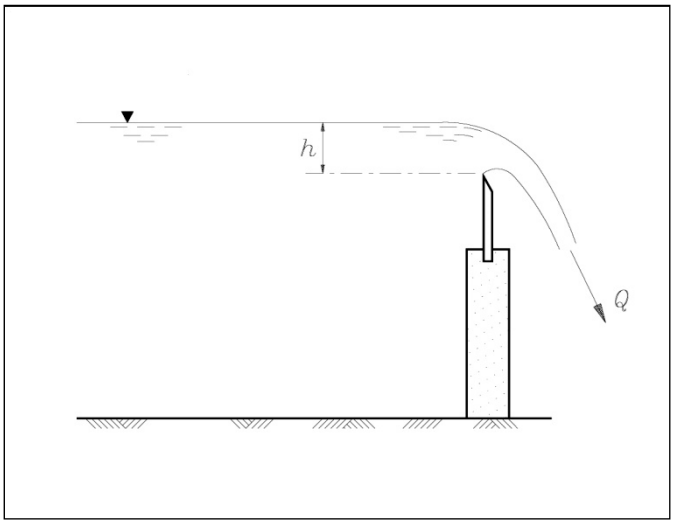


Figura 9.46 Efluente em um canal de desvio com vertedor de soleira delgada.

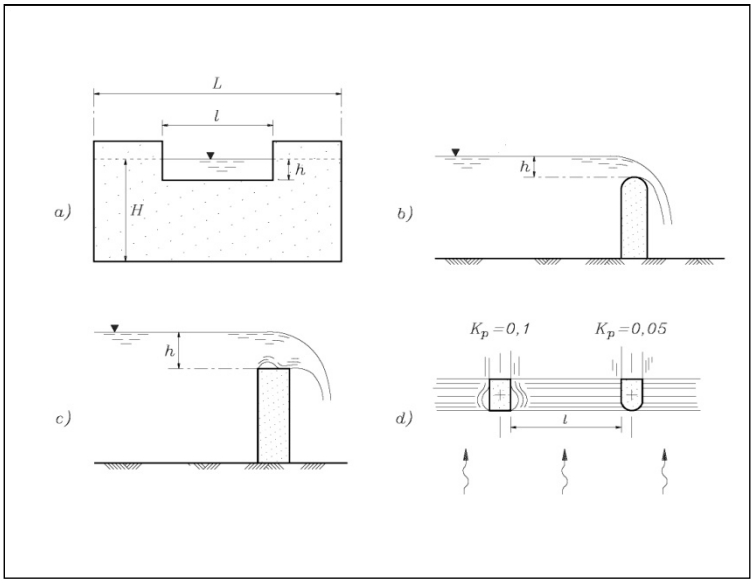


Figura 9.47 Tipos de vertedores de superfície.