

## DRENAGGIO URBANO: LA TECNICA DEI POZZI SUPERFICIALI DI INFILTRAZIONE E LAMINAZIONE

(L. Fanizzi - ECOACQUE®)

La tecnica dei *pozzi superficiali d'infiltrazione* (od assorbenti), è adatta al caso di suoli poco permeabili e può essere adoperata per interventi a piccola scala (acque provenienti da tetti isolati; S. Artina et Al., 1997) ovvero a media-grande scala (emissari di fognature pluviali) [J. D. Balades et Al., 1991]. Da un punto di vista costruttivo, i pozzi d'infiltrazione sono costituiti da un condotto, senza fondo, che penetra in verticale, sotto la superficie del suolo, anche a profondità di **4,00** m [Parere del Ministero dell'Ambiente e Tutela del Territorio N. Prot. 6983/TAI/DI/PRO del 07.08.2002], in modo da interessare strati particolarmente assorbenti. Sui lati e sul fondo sono previste delle finestrate, in comunicazione con appositi drenaggi, attraverso i quali l'acqua percola, infiltrandosi nel terreno. La Figura 1 riporta la sezione di un tipico pozzo d'infiltrazione.

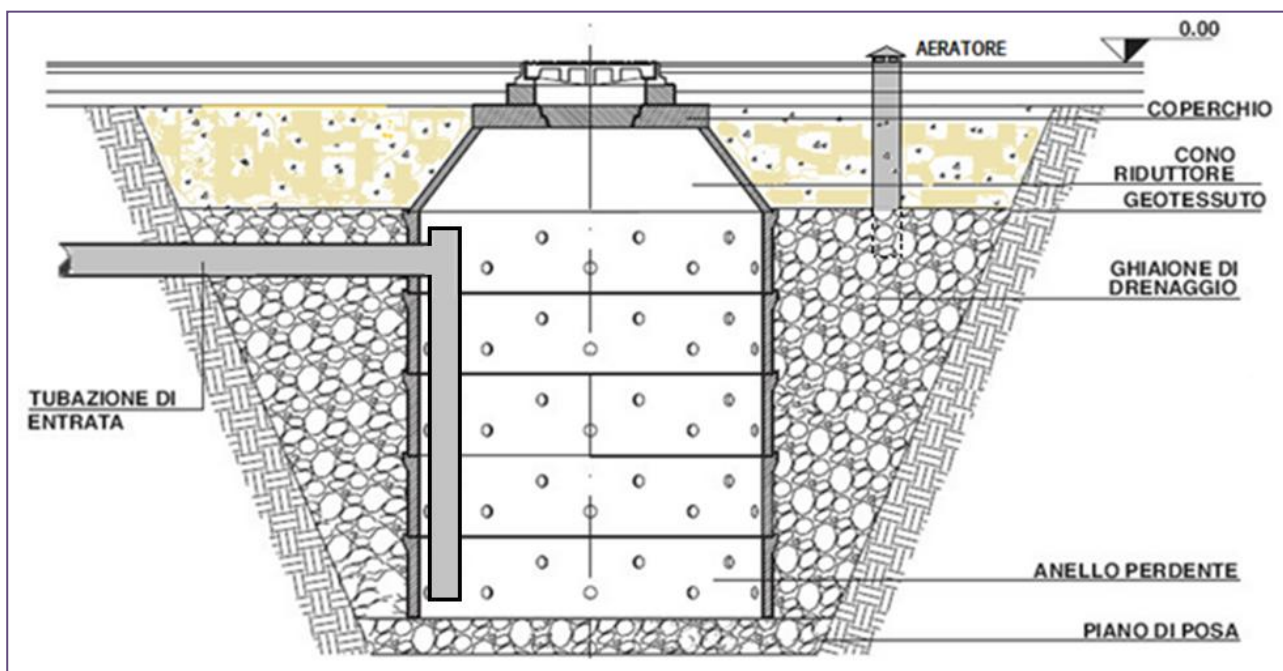


Fig. 1 – Tipica configurazione di pozzo superficiale d'infiltrazione e stoccaggio.

Si tratta di un sistema che, in teoria, potrebbe trovare applicazione quando il livello massimo di risalita della falda idrica sotterranea è situato sempre, in qualsiasi stagione, almeno **2,00** m al disotto del fondo del pozzo [Norme tecniche generali di cui all'Allegato 5 della Deliberazione del Comitato Interministeriale per la Tutela delle Acque dall'Inquinamento del 4 febbraio 1977], verificando che fra il fondo del pozzo e la falda esista uno strato di terreno a granulometria fine, a protezione della falda, in modo che si possano attivare i fenomeni di autodepurazione, tipici della percolazione, in terreno non saturo, prima che le acque pervengano alla falda (L. Masotti et Al., 2005). I pozzi assorbenti non necessitano dei sifoni di cacciata ma solo di una tubazione di alimentazione a tenuta, da disporre in terreno ben compattato (con pendenza  $\geq 2\%$ ), e deve entrare nel pozzo per 0,30 m (E. de Fraja Frangipane et A., 1994). Quando la falda è molto profonda, rispetto alle dimensioni del dispositivo infiltrante, allora il moto si sviluppa, prevalentemente, in direzione verticale (Fig. 2; A. Muraca et Al., 2006). In tali condizioni, una soluzione classica, per pozzi d'infiltrazione a simmetria assiale, inseriti in un suolo omogeneo, è quella indicata dalla equazione proposta da F. Sieker [1984]:

$$(1) \quad Q_f = \frac{K}{2} \cdot J \cdot A_f = 3.600 \cdot \frac{k}{2} \cdot \left( \frac{L+h_w}{L+\frac{h_w}{2}} \right) \cdot A_f \text{ [m}^3\text{/h]}$$

dove:

$Q_f$  è la portata complessivamente infiltrata [ $m^3/h$ ];

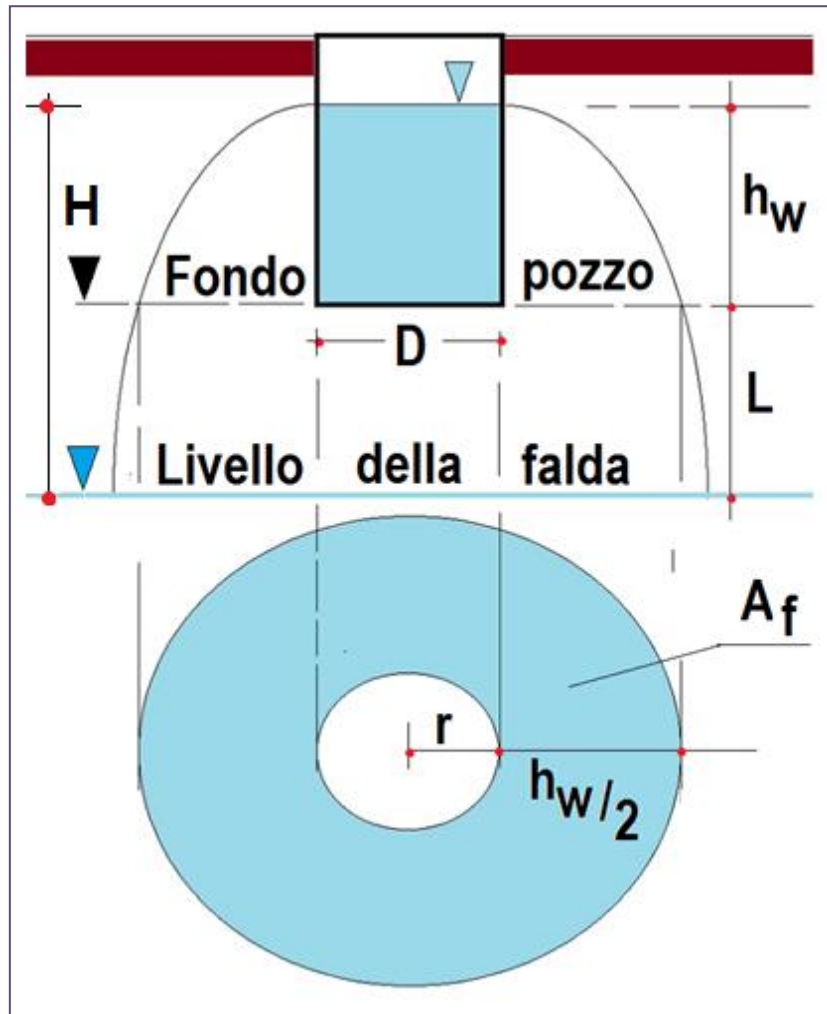
$k/2$  è la permeabilità media del terreno insaturo [ $m/s$ ];

$J$  è la cadente piezometrica [ $m/m$ ];

$L$  è la distanza tra la base del pozzo e la superficie di falda [ $m$ ];

$A_f$  è la superficie drenante orizzontale efficace del pozzo, diversa dall'area *effettiva* della sezione del pozzo  $A_p$ , di raggio  $r$  [ $m$ ], calcolabile come una corona circolare di larghezza  $h_w/2$  dalla quale è escluso l'occludibile fondo [ $m^2$ ];

$h_w$  è il livello idrico nel pozzo [ $m$ ].



**Fig. 2** – Schema di pozzo d'infiltrazione secondo F. Sieker.

Il calcolo dell'area efficace di drenaggio, si ottiene dalla relazione geometrica:

$$(2) A_f = \frac{\pi}{4} \cdot [(D + h_w)^2 - D^2] \quad [m^2]$$

La cui profondità pratica può considerarsi ad una profondità di (L. Fanizzi et Al., 2006):

$$(3) H = 1,5 \cdot (D + 2 \cdot h_w) \quad [m]$$

Da un punto di vista idraulico, i pozzi di infiltrazione sono dei bacini artificiali cilindrici, realizzati allo scopo di smaltire le portate di piena, entro limiti prefissati, dipendenti dalla conducibilità idraulica del terreno. Per operare lo smaltimento e la laminazione delle portate, il pozzo d'infiltrazione deve avere una capacità atta a determinare un processo d'invaso temporaneo dell'onda di piena in arrivo ed il suo smaltimento, graduale, nel tempo.

Tale processo, di accumulo e laminazione temporale, è descritto, matematicamente, dalla seguente equazione di continuità:

$$(4) \quad Q_p(t) - Q_f(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

Il progetto del pozzo di infiltrazione consiste, essenzialmente, nella determinazione della capacità minima che esso deve avere.

Questa capacità equivale al volume massimo invasato, che si verifica, come risulta dall'equazione di continuità, quando la portata in smaltimento diventa uguale a quella in entrata. Riportando in un grafico la portata di piena entrante e quella uscente, in infiltrazione, dal pozzo, il massimo volume d'invaso  $W_0$  è dato dall'area compresa tra le due curve, fino al raggiungimento della portata uscente massima  $Q_f$  (Fig. 3).

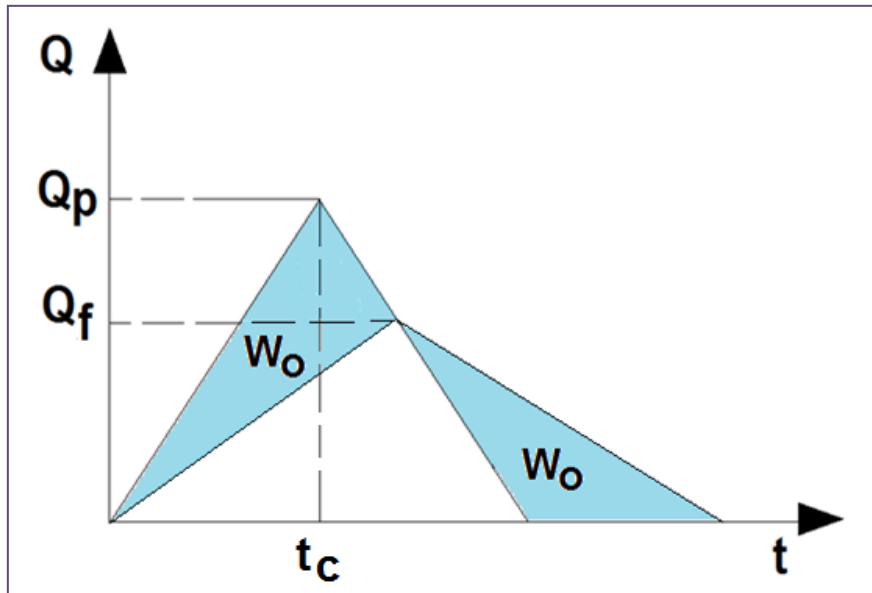


Fig. 3 – Rappresentazione schematica del processo di laminazione.

I fattori che influiscono sull'effetto di laminazione operato dalle opere d'invaso sono il volume massimo, in esso contenibile, la sua geometria e la conducibilità idraulica legata alle caratteristiche del terreno. Il processo di laminazione, nel tempo  $t$  è descritto, matematicamente, dal seguente sistema di equazioni (mod. A. Peruginelli, 2011):

- Equazione differenziale di continuità:  $Q_p(t) - Q_f(t) = \frac{dW(t)}{dt}$  ;
- Legge di Darcy (1856), che governa i volumi di infiltrazione:  $k/2 \cdot A_f \cdot J \cdot t$  ;
- Curva d'invaso, esprime il legame geometrico tra il volume invasato ed il battente idrico nell'invaso:  $W = W[h(t)]$ .

La determinazione del volume necessario, alla desiderata laminazione, può effettuarsi, in generale, attraverso l'integrazione del summenzionato sistema di equazioni, per diverse durate di pioggia, ricercando l'evento critico per l'invaso di laminazione. E' bene evidenziare che l'evento critico per l'invaso non è necessariamente coincidente con quello a cui corrisponde il valore massimo della portata in arrivo (evento critico per il sistema idraulico, in arrivo da monte). Per la valutazione dell'evento critico, uno schema di calcolo semplificato è quello che si basa sull'ipotesi di "laminazione ottimale", intesa come la laminazione che si ottiene quando la portata uscente è costante, durante la fase di colmo (Fig. 3). Questo metodo si basa sul confronto tra la curva cumulata delle portate entranti e quella delle portate uscenti dal pozzo d'infiltrazione, introducendo le seguenti ipotesi semplificative:

- Effetto trascurabile della trasformazione afflussi-deflussi, operata dal bacino e dalla rete drenante;
- Ietogrammi netti di pioggia ad intensità costante;
- Svuotamento del pozzo con portata pari a  $Q_f$ .

In tali condizioni, applicando uno istogramma netto di pioggia, ad intensità costante, l'espressione del volume  $\Delta W$  [m<sup>3</sup>], invasato nel pozzo d'infiltrazione, si può scrivere in funzione della durata della pioggia  $\Delta t$  [h], della portata uscente dall'invaso  $Q_f$  [m<sup>3</sup>/h], del coefficiente di afflusso  $\varphi$  [n.p.  $\leq 1$ ], dell'area del bacino scolante  $A_s$  [m<sup>2</sup>] e dei parametri  $a$  [mm/h<sup>n</sup>] ed  $n$  [n.p.] della curva di possibilità pluviometrica:

$$(5) \Delta W = (Q_p - Q_f) \cdot \Delta t$$

ossia:

$$(5)' \Delta W = \left\{ Q_p - \frac{k}{2} \cdot 3600 \cdot \left( \frac{L + h_w}{L + \frac{h_w}{2}} \right) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left[ (D + h_w)^2 - D^2 \right] \right\} \cdot \Delta t \text{ [m}^3\text{]}$$

in cui:

$Q_p$  [m<sup>3</sup>/h] = portata dell'afflusso meteorico al tempo  $t$ ;

$Q_f$  [m<sup>3</sup>/h] = portata d'infiltrazione, nel terreno, al tempo  $t$ ;

$\Delta t$  [h] = passo di calcolo temporale;

$\Delta W$  [m<sup>3</sup>] = volume invasato nel pozzo.

Infine, il termine  $\Delta W$ , è espresso, anche, dalla relazione:

$$(6) \Delta W = A_p \cdot h_w \text{ [m}^3\text{]}$$

in cui

$$(7) A_p = N \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$$

è l'area effettiva, fissata per la sezione del pozzo ed  $N$  è il numero dei pozzi adottati. Il termine  $\Delta W$ , ovviamente, tenderà a crescere fino a raggiungere un valore massimo in corrispondenza dell'esaurirsi dell'evento piovoso. Fissato un passo temporale di calcolo  $\Delta t$ , il termine  $Q_p$ , in funzione di  $t$ , può essere posto pari, rispettivamente, a (mod. G. Becciu et Al., 2013):

$$(8) Q_p(t) = Q_c \cdot \frac{t}{t_c} \cdot e^{1 - \frac{t}{t_c}} \text{ [m}^3\text{/h]} \text{ per la fase ascendente dell'idrogramma di piena}$$

$$(9) Q_p(t) = Q_c \cdot e^{-\left(\frac{t}{t_c} - 1\right)} \text{ [m}^3\text{/h]} \text{ per la fase discendente dell'idrogramma di piena}$$

con  $Q_c = A_s \cdot \varphi \cdot \frac{h}{10^3 \cdot t_c}$  [m<sup>3</sup>/h] portata critica ed  $h$  [mm] altezza di pioggia.

Progettando il sistema d'infiltrazione per la condizione più gravosa (falda al fondo del pozzo  $\rightarrow L = 0$ ), l'unica incognita, presente nei due membri dell'equazione, è  $h_w$ . L'espressione (5) va risolta, quindi, con un procedimento a passi temporali discreti. In pratica, inizialmente, si pone  $h_w = 0$  [m], cioè  $Q_f = 0$  [m<sup>3</sup>/h] e, in corrispondenza del primo passo temporale di calcolo,  $\Delta t$ , si risolve l'equazione (5). Il primo valore di  $h_w$  si ottiene, quindi, con la relazione:

$$(10) h_{w1} = \frac{\Delta W_1}{A_p} = \frac{Q_p}{A_p} \cdot \Delta t \text{ [m]}$$

Utilizzando il valore di  $h_w$ , così ricavato, si calcola il valore di  $Q_f$  e lo si introduce nella (5). Il nuovo valore di  $h_w$ , in corrispondenza del secondo passo temporale ossia in corrispondenza del tempo  $2 \cdot \Delta t$ , si ottiene risolvendo, quindi, nuovamente, la (5):

$$(11) \Delta W_2 = \Delta W_1 + \left\{ Q_p - k \cdot 3600 \cdot 1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left[ (D + h_w)^2 - D^2 \right] \right\} \cdot 2 \cdot \Delta t \text{ [m}^3\text{]}$$

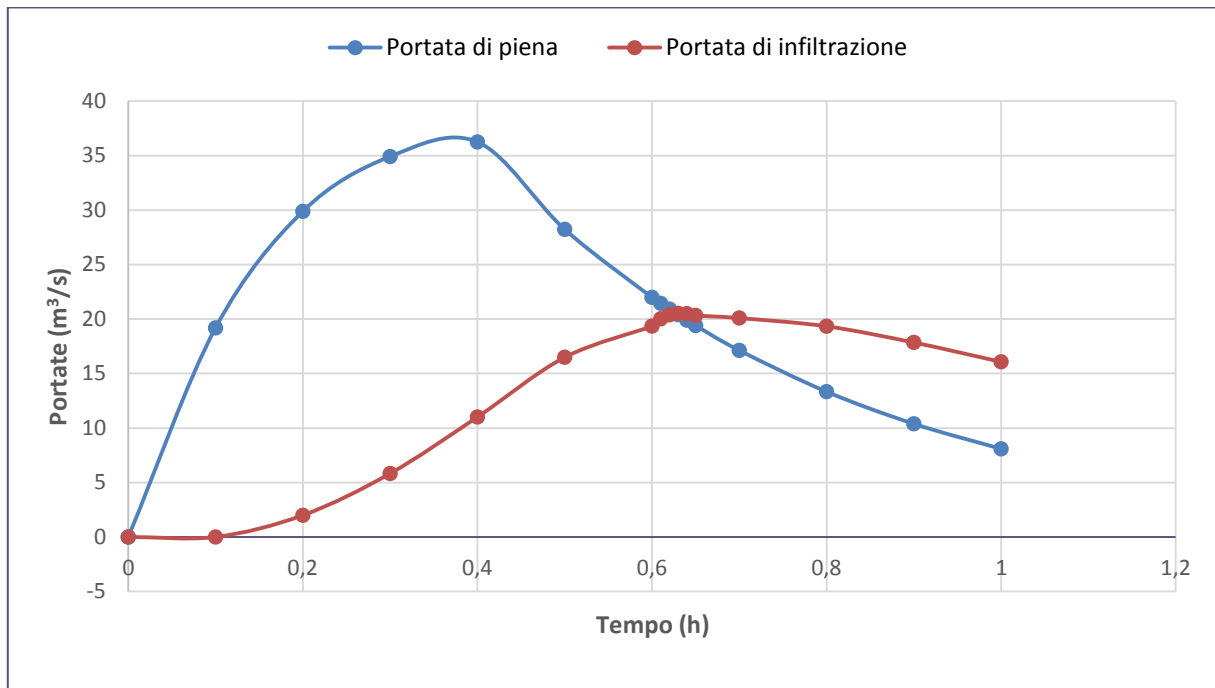
onde

$$(12) h_{w2} = \frac{\Delta W_2}{A_p} \text{ [m]}$$

Il termine  $\Delta W$ , ovviamente, tenderà a crescere, fino a raggiungere un valore massimo in corrispondenza dell'esaurirsi dell'evento piovoso. Il procedimento deve essere reiterato, pertanto, fino ad un tempo pari, almeno, alla durata dell'evento meteorico (periodo in cui  $h_w$  assume il suo valore massimo). Ad esempio di quanto teoricamente esposto, si riporta il calcolo di un sistema di smaltimento, a pozzi superficiali d'infiltrazione, del diametro interno  $D = 2,00$  m, asserventi un bacino scolante avente una superficie  $A_s = 1.000$  [m<sup>2</sup>] ed un coefficiente di deflusso  $\varphi = 0,75$  (area impermeabile). Per il sito geografico di detta superficie, si ipotizza una curva di probabilità pluviometrica, corrispondente ad un tempo di ritorno idrologico  $T_r = 5$  anni (p.to 8.3.5 – Drenaggio urbano, di cui al DPCM 4 marzo 1996: "Disposizioni in materia di risorse idriche"), avente equazione monomia  $h = 32 \cdot t^{0,55}$  [mm], con  $t$  durata della pioggia [ $< 1$  h] espressa in ore (Stazione pluviometrica di Bari Osservatorio). Sempre per suddetto bacino si stima, inoltre, un tempo di corrivazione, alla sezione d'interesse,  $t_c = 0,040$  [h], una permeabilità media del suolo  $k = 2,5 \cdot 10^{-4}$  [m/s] (calcare carsificato e/o fratturato).

$t$ (h)	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /h]	$Q_f$ [m <sup>3</sup> /h]	$\Delta W$ [m <sup>3</sup> ]	$h_w$ [m]
0,100	19,18	0,00	1,92	0,61
0,200	29,88	1,99	4,71	1,50
0,300	34,91	5,82	7,62	2,43
0,400	36,25	11,01	10,14	3,23
0,500	28,23	16,49	11,31	3,60
0,600	21,99	19,35	11,58	3,69
0,610	21,44	20,02	11,72	3,73
<b>0,620</b>	<b>20,91</b>	<b>20,39</b>	<b>11,77</b>	<b>3,75</b>
0,630	20,40	20,52	11,76	3,74
0,640	19,89	20,49	11,70	3,73
0,650	19,40	20,34	11,61	3,70
0,700	17,12	20,10	11,31	3,60
0,800	13,33	19,34	10,71	3,41
0,900	10,39	17,85	9,96	3,17
1,000	8,09	16,07	9,16	2,92

**Tab. 1** – Dati di elaborazione per  $N = 1$  pozzi d'infiltrazione ( $\Delta t = 0,10$  h).



**Fig. 4** – Idrogramma delle portate, entranti ed uscenti, dal pozzo d'infiltrazione.

Si prevede, pertanto, la realizzazione di n° 1 pozzo di infiltrazione, ad anelli prefabbricati in CAV, del diametro interno di 2,00 m, sfinestrato, perimetralmente, e per un'altezza utile, pari a 3,75 m. I suddetti manufatti poggeranno su uno strato di pietrame (30 mm ÷ 60 mm) e pietrisco (15 mm ÷ 30 mm), per uno spessore di circa 0,50 m; uno strato di pietrisco sarà sistemato ad anello, esternamente, intorno alla parte di parete con feritoie per uno spessore orizzontale di circa 0,50 m; in prossimità delle feritoie e alla base dello strato di pietrisco, il pietrame sarà di dimensioni più grandi del rimanente pietrisco soprastante. Si porranno dei tubi di aerazione di opportuno diametro (DN ≥ 80 mm), penetranti dal piano campagna almeno 1,00 m nello strato di pietrisco (Norme Tecniche di cui all'Allegato 5 della Delibera del CITA I 4 febbraio 19779).

## ■ NOTE BIBLIOGRAFICHE

- [1] L. Masotti, P. Verlicchi (2005): "*Depurazione delle acque di piccole comunità*", Ed. Hoepli, Milano;
- [2] S. Artina, G. Calenda, F. Calomino, C. Cao, G. La Loggia, C. Modica, A. Paoletti, S. Papiri, G. Rasulo, P. Veltri (1997): "*Sistemi di fognatura, manuale di progettazione*", Ed. Hoepli, Milano;
- [3] A. Muraca, V. Mangione (2006): "*Drenaggio urbano: teorie ed applicazioni per l'accumulo, il trattamento e lo smaltimento delle acque meteoriche*", Ed. Nuova Bios, Castrolibero;
- [4] E. de Fraja Frangipane, G. Pastorelli (1993): "*Impianti di depurazione di piccole dimensioni*", Ed. C.I.P.A. Milano;
- [5] G. Becciu, A. Paoletti (2013): "*Fondamenti di costruzioni idrauliche*", Ed. UTET, Torino;
- [6] J. D. Balades, P. Bourgogne, A. Bachoc, H. Madiec, G. M. Fraup (1991): "*Un moyen de lutte contre la pollution des rejets urbains de temps de pluie*", TSM, L'Eau, n. 12, Ed. Astee, Nanterre Cedex.
- [7] F. Sieker (1984): "*Stormwater infiltration in urban areas*", Proceedings of the Third International Conference on Urban Storm drainage, Goteborg.
- [8] L. Fanizzi, G. Chiesa: (2006): "*Lo smaltimento nel sottosuolo superficiale mediante pozzi d'infiltrazione*", L'ambiente, n. 6, Ed. ICESA, Milano;
- [9] A. Peruginelli (2011): "*Vasche di laminazione per fognature*", Ed. CompoMat, Configni.