

Drenaggio urbano: il metodo dell'invaso lineare Urbis a calcolo numerico

Luigi Fanizzi – Ecoacque® – Email: info@ecoacque.it

Il dimensionamento di una rete di drenaggio urbano consiste nell'attribuire, a ciascun tratto della rete, le dimensioni geometriche tali da garantire che le portate di progetto siano convogliate, con un opportuno franco di sicurezza, dell'ordine del 25% ÷ 30%. Questo franco, consente, da un lato, di compensare le incertezze sulle scabrezze effettive e, quindi, sui livelli idrici di moto permanente dei collettori, dopo un lungo periodo di esercizio; dall'altro, di assicurare un'adeguata alimentazione d'aria alla corrente, in modo che essa fluisca regolarmente a pelo libero (G. Becciu e A. Paoletti, 2013). Poiché le portate geometriche di progetto, dipendono dalle caratteristiche geometriche della rete, oltre che dalle caratteristiche generali delle aree scolanti, che compongono il bacino a monte della sezione considerata, il dimensionamento della rete si presenta come un processo iterativo in cui s'ipotizzano dei valori dimensionali, di primo tentativo, e poi si procede alle verifiche di funzionamento. Tra i vari metodi di calcolo, presenti in letteratura, si è scelto di descrivere, nella presente memoria, il modello dell'invaso lineare, utilizzando, per la stima dei parametri, il metodo Urbis ed il metodo di calcolo numerico di I. Newton-J. Raphson (1690-1736; G. Gambolati, 2002), per l'individuazione delle incognite. Le espressioni alla base del modello dell'invaso lineare sono le seguenti:

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

e

$$\Theta_c = C(n') \cdot k \quad (2)$$

dove:

- Q_c = portata critica [L / s]
- S = area del bacino scolante considerato [ha]
- u = coefficiente udometrico [L / (s · ha)]
- φ = coefficiente di afflusso = $0,75 \cdot IMP + 0,25 \cdot (1 - IMP)$ [$\leq 1,0$], funzione del tempo di ritorno (5 anni) e con IMP pari al rapporto tra le aree impermeabili e la superficie totale del bacino
- a' = coefficiente della curva di possibilità pluviometrica [$mm \cdot ora^{-n'}$], ragguagliato arealmente con il metodo del Puppini (U. Moisello, 1998)
- n' = esponente della curva di possibilità pluviometrica [-], ragguagliato arealmente con il metodo del Puppini (U. Moisello, 1998)

dove le funzioni $C(n')$ e $D(n')$, sono espresse dalle relazioni (Figura 1):

$$n' = \frac{1 + C - e^C}{1 - e^C} \quad (3)$$

$$D(n') = C^{n'-1} \cdot (1 - e^{-C}) \quad (4)$$

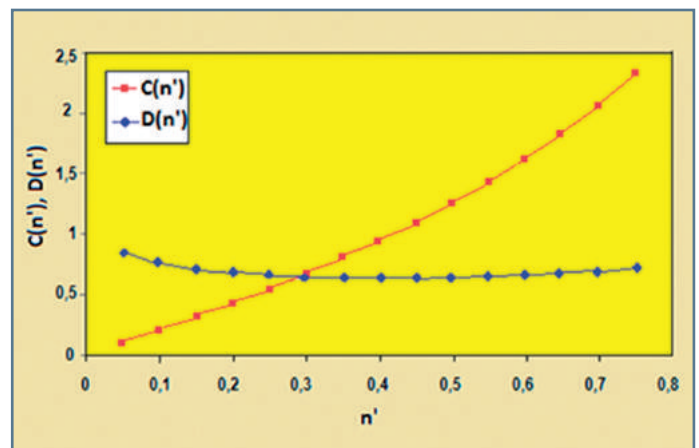


Figura 1 – Funzioni $C(n')$ e $D(n')$.

Poiché non è possibile determinare, in maniera diretta, l'incognita C , dell'espressione (3), per via analitica, e, in alternativa al grafico di Figura 1, si può procedere, alla sua individuazione, mediante il metodo di calcolo numerico di Newton-Raphson (C. Oliva, 1989) detto, anche, metodo delle tangenti. Tale metodo, in linea generale, consente di risolvere il problema di determinare numericamente i valori di x che soddisfano un'equazione del tipo:

$$f(x) = 0$$

la ricerca delle radici (cd zeri), attraverso tale metodo di calcolo, viene risolta mediante un criterio di convergenza, partendo da una soluzione approssimata x_0 e procedendo mediante una successione, ricorsiva, di approssimazioni successive, fino a che non si raggiunge la precisione desiderata. Il metodo di Newton-Raphson, procede così:

1. si sceglie una soluzione approssimata iniziale x_0 dell'equazione $f(x) = 0$
2. si calcola il valore $y = f(x_0)$
3. si calcola il valore $y = f'(x_0)$
4. si calcola il rapporto $\Delta x_0 = \frac{f(x_0)}{f'(x_0)}$
5. si calcola il valore $x = x_1 \equiv x_0 - \frac{f(x_0)}{f'(x_0)}$
6. si procede, poi, ricorsivamente.

In definitiva bisogna calcolare i termini della successione ricorsiva:

Iterazioni	Radici	Funzione	Derivata prima	Delta	Cifre dec. esatte	Risultato
n	x_n	$f(x_n)$	$f'(x_n)$	$\Delta x_n = \frac{f(x_n)}{f'(x_n)}$	$x_n - x_{n-1} + 1$	$x_{n+1} = x_n - [f(x_n) / f'(x_n)]$
0	1	-0.312687269	0.087312731	-3.581233386	0	4.581233386
1	4.581233386	34.07266312	38.0538965	0.895379087	0	3.685854298
2	3.685854298	11.86581635	14.95167065	0.793611405	0	2.892242893
3	2.892242893	3.921241894	6.213484787	0.63108578	0	2.261157113
4	2.261157113	1.176516609	2.837673722	0.41460602	0	1.846551093
5	1.846551093	0.288618058	1.535169151	0.188004076	0	1.658547017
6	1.658547017	0.042122864	1.100669881	0.038270207	1	1.62027681
7	1.62027681	0.001518892	1.021795702	0.001486493	2	1.618790317
8	1.618790317	2.23264E-06	1.018792549	2.19145E-06	5	1.618788125
9	1.618788125	4.84768E-12	1.018788125	4.75828E-12	11	1.618788125
10	1.618788125	0	1.018788125	0	∞	1.618788125

Tabella 1 – Applicazione metodo di calcolo numerico di Newton-Raphson.

$$x_{k+1} = x_k - \frac{f(x_k)}{f'(x_k)} \quad (5)$$

Nel caso specifico la funzione di partenza è:

$$f(x) = n' - e^C \cdot (n' - 1) - C - 1 = 0 \quad (6)$$

La sua derivata, pertanto, è:

$$f'(x) = e^C \cdot (1 - n') - 1 \quad (7)$$

Assegnato il valore di n' (esponente, ragguagliato, della curva di possibilità pluviometrica), pari a 0,60 e, assegnato un valore iniziale x_0 pari ad 1, si ottengono i risultati riportati in tabella (Tabella 1).

In questo caso si è ottenuto il valore $C \approx 1,62$, valore che è possibile verificare utilizzando il grafico precedente (Figura 1). Va detto che, per potere utilizzare il metodo di convergenza di Newton-Raphson, è necessario disporre di funzioni che siano continue e derivabili, come in questo caso.

Il parametro k , espresso in ore, dovrà essere stimato opportunamente in relazione alle caratteristiche del bacino. Una delle procedure, usate nella pratica, è quella relativa al metodo Urbis. Il metodo Urbis (Mignosa e Paoletti, 1986), dopo numerosi riscontri e tarature, si propone di calcolare k in funzione del tempo di corrivazione, secondo la semplice relazione:

$$k = 0,7 \cdot T_0 = 0,7 \cdot \left(T_a + \frac{T_r}{1,5} \right) \quad (8)$$

dove:

- T_a = tempo di accesso alla rete di drenaggio [h]
- T_r = tempo di percorrenza della rete [h].

Per quanto riguarda il tempo di accesso alla rete, è possibile fare

riferimento ai seguenti valori tabellati (Tabella 2).

Tipi di bacini	T_a [min]
Centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e con frequenti caditoie stradali.	5 ÷ 7
Centri urbani semi intensivi con pendenze modeste e caditoie stradali meno frequenti.	7 ÷ 10
Aree urbane di tipo estensivo con piccole pendenze e caditoie poco frequenti.	10 ÷ 15

Tabella 2 – Tempo T_a d'ingresso in rete (G. Becciu e A. Paoletti, 2013).

In alternativa, è stata ricavata, con il metodo del condotto equivalente (Mambretti e Paoletti, 1996), la seguente espressione analitica, per il calcolo del tempo di accesso, per sottobacini sino a 10 ha:

$$T_a = \left[\frac{3600^{\frac{n'-1}{4}} \cdot 120 \cdot S_i^{0,30}}{I_m^{0,375} \cdot (a' \cdot \varphi)^{0,25}} \right]^{\frac{4}{n'+3}} \quad (9)$$

dove:

- T_a = tempo di accesso del bacino [s]
- a', n' = coefficienti ragguagliati della curva di possibilità pluviometrica, a' [mm/hⁿ], n' [-]
- S_i = superficie del bacino [ha]
- I_m = pendenza media del bacino [-]
- φ = coefficiente d'afflusso medio del bacino [-].

N.B.: Qualora il sottobacino i -esimo avesse una pendenza media $I_m < 0,003$, nella formula si pone comunque, il valore minimo $I_m = 0,003$.

Il tempo di rete T_r , invece, è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singolo condotto dalle sezioni più a monte



fino alla sezione di chiusura, seguendo il percorso idraulico più lungo della rete fognaria. Pertanto, sarà:

$$T_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i} \quad (10)$$

dove con L_i e V_i si sono indicate le lunghezze e le velocità dei vari condotti.

Per il calcolo delle velocità nei condotti (ipotesi d'*invaso lineare*), si considera, usualmente, la condizione di moto uniforme (G. Ippolito, 1993), corrispondente all'effettivo grado di riempimento che si verifica nel singolo condotto (pelo libero parallelo al fondo del collettore; volume invasato pari al prodotto della lunghezza del collettore, per l'area bagnata), in condizioni di funzionamento sincrono (i volumi massimi d'invaso si raggiungono, contemporaneamente, in tutti i condotti della rete) trascurando, quindi, l'influenza delle condizioni di valle e di monte (funzionamento autonomo: i condotti influenti non sono rigurgitati dai condotti recipienti né, questi ultimi, sono richiamati dai condotti effluenti). In fase iniziale di progettazione, in cui non si conoscono i diametri ed i tiranti, è possibile utilizzare, per determinare un valore iniziale di velocità, l'espressione, ricavata dalla formula di Chezy, (considerando, in funzione del materiale lapideo adottato, un coefficiente di scabrezza $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e, in prima approssimazione, disponendo di un bacino di estensione superficiale $S < 50$ [ha], un raggio idraulico medio $R_m = 0,20$ [m], secondo le indicazioni fornite dalla **Tabella 3**:

$$V = K_s \cdot R_m^{\frac{2}{3}} \cdot i_m^{0,5} = 23,9 \cdot i_m^{0,5} \quad (11)$$

dove:

- V = velocità nella tubazione [m/s]
- i_m = pendenza media tubazione [m/m].

Raggio medio idraulico	Valore [m]	Descrizione
R_m	0,20	Per rigagnoli non definiti con aree scolanti $S < 50$ [ha]
R_m	0,50	Alvei di modeste dimensioni con aree scolanti $50 < S < 250$ [ha]
R_m	0,75 ÷ 1,00	Per alvei definiti con aree scolanti $S > 250$ [ha]

Tabella 3 – Valori di prima approssimazione di R_m (A. Peruginelli, 1990).

Tale valore viene utilizzato solo in fase iniziale, in cui non si conoscono i diametri. Noti, quindi, in fase progettuale: superficie di drenaggio, coefficiente di afflusso, parametri della curva di possibilità pluviometrica, pendenza media della superficie scolante, pendenza media dei collettori, lunghezza dei collettori e loro natura materiale (**Tabella 4**), è possibile calcolare il valore della por-

tata di piena, utilizzando l'espressione (1). Tale valore di portata viene eguagliata alla portata di moto uniforme, nell'ipotesi di sezione circolare piena, calcolata mediante l'espressione di Chezy:

$$Q_c = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad (12)$$

dove:

- A = area della sezione circolare
- χ = coefficiente di resistenza, può essere espresso con diverse formule di pratico uso (valide solo nell'ipotesi di moto turbolento) quale, ad esempio, la formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s \cdot R^{\frac{1}{6}} \quad (13)$$

- R = raggio idraulico, che, nel caso di sezione circolare piena, è pari a $D/4$.

Materiale	Scabrezza assoluta ϵ (mm)	Coefficiente di scabrezza di Strickler k_s [$\text{m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$]
Cemento	1,2 ÷ 2,0	71 ÷ 91
Ghisa	0,60 ÷ 1,20	63 ÷ 91
Gres	2,50 ÷ 4,50	59 ÷ 77
Acciaio	0,10 ÷ 0,150	71 ÷ 100
Plastica	0,002 ÷ 0,004	100 ÷ 125

Tabella 4 – Scabrezza materiali tubazioni (Mod. P. Rimoldi, 2010).

In definitiva uguagliando le due espressioni, si ottiene un'equazione dell'incognita D :

$$Q_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot k_s \cdot \frac{D^{\frac{2}{3}}}{4} \cdot i^{\frac{1}{2}} = \frac{\pi}{4 \cdot 4^{\frac{3}{8}}} \cdot k_s \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot D^{\frac{8}{3}} = 0,31 \cdot k_s \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot D^{\frac{8}{3}} \quad (14)$$

Da questa equazione, si ottiene il diametro teorico D_n :

$$D_n = \frac{Q_c^{\frac{3}{8}}}{\left(0,31 \cdot k_s \cdot i^{\frac{1}{2}}\right)^{\frac{3}{8}}} \quad (15)$$

Nota il diametro teorico, si sceglie il diametro commerciale immediatamente maggiore. Per il calcolo del tirante idrico e della sezione idrica, è possibile applicare, nella pratica progettuale, le espressioni dedotte dagli studi condotti da Sauerbrey, il quale ha analizzato, in maniera esaustiva, il problema relativo al riempimento parziale dei condotti circolari. In particolare, è possibile calcolare il **grado di riempimento h/D** mediante la relazione (C. Gisonni e W.H. Hager, 2012):

$$\frac{h}{D} = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{n \cdot Q}{\frac{1}{i^{\frac{1}{2}} \cdot D^{\frac{8}{3}}}}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

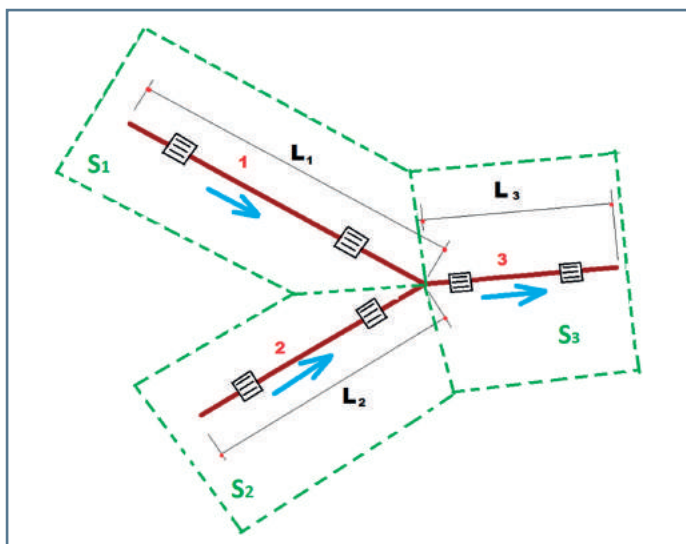


Figura 2 – Percorso della rete di drenaggio.

dove:

- n = coefficiente di scabrezza di Manning = $1/K_s$
- K_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler [$m^{1/3}/s$]
- D = diametro commerciale della tubazione [m]
- i = pendenza della tubazione [m/m]
- Q = portata di riempimento [m^3/s].

Inoltre, accettando un'approssimazione di $\pm 10\%$, la sezione idrica può essere calcolata come:

$$A = D^2 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{1.4} \quad (17)$$

Quindi, nota la portata e l'area della sezione idrica trasversale, la velocità media della corrente si determina come rapporto tra Q e A :

$$Q = \frac{A}{V} \quad (18)$$

Nota tale valore, si procede al calcolo del tempo di rete T_r , inserendo, nell'equazione 10, il valore di velocità calcolato con l'equazione 18. Quindi, noto T_r , si procede, ricorsivamente, al calcolo della costante di invaso k (equazione 8), della portata critica (equazione 1), del diametro teorico (equazione 15) e, quindi, scelto il diametro commerciale superiore, si calcolano nuovamente il grado di riempimento, l'area della sezione idrica e la velocità. Si riporta, di seguito, un esempio applicativo di quanto appena esposto, per un bacino urbano ove si deve costruire una rete di drenaggio, per le sole acque meteoriche di dilavamento. Dall'analisi della morfologia del tessuto urbano e stradale, è stato individuato il percorso (Figura 2) che i collettori devono seguire.

Sono stati considerati i seguenti dati progettuali:

- Parametri della curva di possibilità pluviometrica: $a' = 40.0 \text{ mm/h}^n$, $n' = 0.60$ [-]
- Scabrezza tubazione cementizie (CAV) $K_s = 70 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$
- Caratteristiche geometriche della rete e di deflusso (Tabella 5):

Numero del ramo	Area sottesa	C. d'afflusso	Lunghezza	Pendenza media i_m
[-]	[ha]	[-]	[m]	[m/m]
1	4.096	0.681	287	0.010
2	2.548	0.66	214	0.004
3	0.152	0.669	79	0.004

Tabella 5 – Caratteristiche geometriche della rete e di deflusso.

Nota il valore di n' , è possibile calcolare il valore di $C(n')$ dell'equazione 3 mediante il metodo di Newton-Raphson (Tabella 6).

Il valore di $C(n')$ ottenuto analiticamente è **1,62**, valore che è possibile confermare graficamente (Figura 1). Noto $C(n')$ si calcola

Iterazioni	Radici	Funzione	Derivata prima	Delta	Risultato	Cifre dec. esatte
n	x_n	$f(x_n)$	$f'(x_n)$	$\Delta x_n = f(x_n) / f'(x_n)$	$x_{n+1} = x_n - [f(x_n) / f'(x_n)]$	$x_n - x_{n+1}$
0	1	-0.312687269	0.087312731	-3.581233386	4.58	0
1	4.58	34.07266312	38.0538965	0.895379087	3.69	0
2	3.69	11.86581635	14.95167065	0.793611405	2.89	0
3	2.89	3.921241894	6.213484787	0.63108578	2.26	0
4	2.26	1.176516609	2.837673722	0.41460602	1.85	0
5	1.85	0.288618058	1.535169151	0.188004076	1.66	0
6	1.66	0.042122864	1.100669881	0.038270207	1.62	1
7	1.62	0.001518892	1.021795702	0.001486493	1.62	2
8	1.62	2.23264E-06	1.018792549	2.19145E-06	1.62	6
9	1.62	4.84768E-12	1.018788125	4.75828E-12	1.62	12
10	1.62	0	1.018788125	0	1.62	∞

Tabella 6 – Individuazione $C(n')$ con il metodo di calcolo di Newton-Raphson.

D(n') applicando l'equazione 4:

$$D(n') = 1.62^{0.6-1} \cdot (1 - e^{-1.62}) = 0.66$$

Successivamente si calcolano il tempo di accesso alla rete T_a (equazione 9) e il tempo di percorrenza della rete T_r (equazione 10) utilizzando, come valore iniziale di velocità, quello calcolato con l'equazione 11:

$$V = 6.49 \cdot 0.01^{0.57} \cong 0.47 \text{ m/s}$$

$$T_r = \frac{217}{0.47} = 609,5 \text{ s}$$

$$T_a = \left[\frac{3600^{\frac{0.6-1}{4}} \cdot 120 \cdot 4.096^{0.3}}{0.01^{0.375} (40 \cdot 0.681)^{0.25}} \right]^{\frac{4}{0.6+3}} = 358 \text{ s}$$

Quindi, noti T_a e T_r , si calcola il valore della costante di invaso k:

$$k = 0,7 \cdot T_0 = 0,7 \cdot \left(\frac{358}{3600} + \frac{609,5}{1,5 \cdot 3600} \right) = 0.148 \text{ h}$$

e, quindi, il valore della portata di piena Q_c (1):

$$Q_c = S \cdot u = 2.78 \cdot 4.096 \cdot 0.66 \cdot 0.681 \cdot 40 \cdot 0.148^{0.6-1} \cong 440 \frac{\text{L}}{\text{s}} = 0.44 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Nota la Q_c si calcola il valore teorico del diametro del condotto (15):

$$D_n = \frac{0.44^{\frac{3}{8}}}{\left(0.31 \cdot 70 \cdot 0.01^{\frac{1}{2}} \right)^{\frac{8}{3}}} \cong 0.55 \text{ m}$$

Scelto il diametro commerciale di 0,60 m (immediatamente superiore a quello teorico), si calcolano il grado di riempimento tubarico (**Figura 3**), l'area della sezione idrica (utilizzando, rispettivamente, le equazioni 16) e 17) e la velocità 18):

$$\frac{h}{D} = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{1 \cdot 0.44}{0.01^{\frac{1}{2}} \cdot 0.6^{\frac{8}{3}}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.66 \quad (16)$$

$$A = 0.6^2 \cdot (0.66)^{1.4} = 0.201 \text{ m}^2 \quad (17)$$

$$V = \frac{Q}{A} = 2.18 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (18)$$

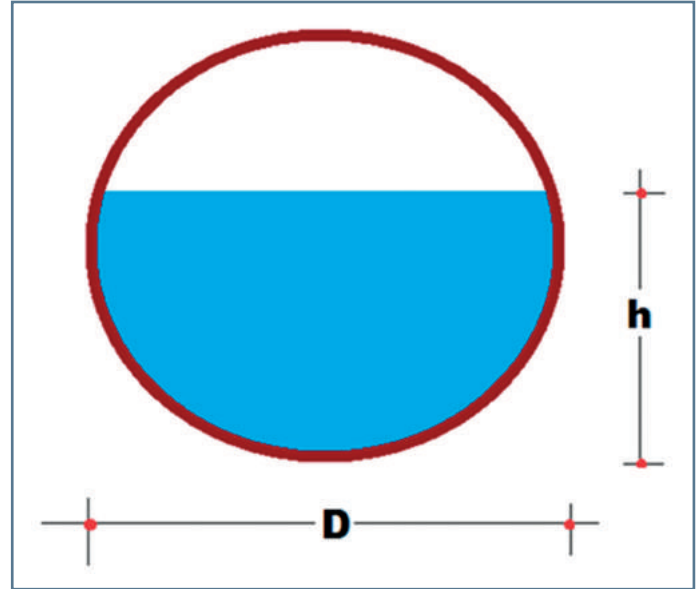


Figura 3 – Grado di riempimento tubarico (h/D).

Quindi, si procede alla verifica idraulica, utilizzando il diametro ottenuto. In particolare, nota la velocità, si calcola il tempo di rete effettivo. Quindi, si determina un nuovo valore della costante di invaso e il nuovo valore della portata Q_c . Si calcolano quindi, nuovamente il diametro teorico e quello commerciale, nonché grado di riempimento, sezione idrica e velocità. Il procedimento termina nel momento in cui il diametro commerciale e la velocità sono pressoché coincidenti. Occorre garantire un grado di riempimento non superiore al 75% e una velocità compresa tra 0,50 m/s e 5,00 m/s. La

Tabella 7, come in appresso, mostra i risultati che si sono ottenuti.

Sull'argomento, l'Autore ha messo a punto un programma di calcolo, in formato xls (Excel di Windows), che verrà distribuito gratuitamente, via email, a chiunque ne faccia richiesta all'indirizzo lambiente@ranierieditore.it.

N. Sezioni	Rami a monte	S	φ	i	L	T_a	T_r	k	Q_c	D	h/d	V
		[ha]	[-]	[m/m]	[m]	[s]	[s]	[h]	[m ³ /s]	[m]	[-]	[m/s]
1	-	4.096	0.681	0.01	287	357.9	123.2	0.085	0.548	0.6	0.74	2.33
2	-	2.548	0.66	0.004	214	451.5	151.4	0.107	0.302	0.6	0.69	1.41
3	1	4.096	0.681	0.01	287	357.9	123.2	0.085	0.548	0.6	0.74	2.33
	2	2.548	0.66	0.004	214	451.5	151.4	0.107	0.302	0.6	0.69	1.41
	3	0.152	0.506	0.004	79	175.7	40.8	0.059	1.037	0.9	0.74	1.94
Totale		6.796	0.669	0.004	79	175.7	192.1	0.059	1.037	0.9	0.74	1.94

Tabella 7 – Quadro riassuntivo dei calcoli di dimensionamento con il metodo URBIS.

Bibliografia

- [1] G. Becciu, A. Paoletti, (2013): "Fondamenti di costruzioni idrauliche", Ed. UTET Scienze Tecniche, Milano;
- [2] C. Gisonni, W. H. Hager, (2012): "Idraulica dei sistemi fognari", Ed. Springer, Milano;
- [3] A. Peruginelli, (2014): "Idrologia dei bacini urbani", Ed. Aracne Editrice, Roma;
- [4] U. Moisello, (1998): "Idrologia tecnica", Ed. La Goliardica Pavese s.r.l., Pavia;
- [5] C. Oliva, (1982): "Metodi numerici", Ed. Tecnos, Milano;
- [6] P. Rimoldi, (2010): "Ingegneria idraulica urbana", Maggioli Editore, Santarcangelo di Romagna;
- [7] S. Artina et al., (1999): "Sistemi di fognatura - Manuale di progettazione", Ed. Hoepli, Milano;

- [8] P. Mignosa, A. Paoletti, (1986): "Urbis: un programma di idrologia urbana", Istituto di Idraulica, Politecnico di Milano;
- [9] G. Ippolito, (1993): "Appunti di costruzioni idrauliche", Ed. Liguori, Napoli;
- [10] A. Paoletti, (1996): "Sistemi di fognature e di drenaggio", Ed. CUSL, Milano;
- [11] G. Gambolati (2002): "Lezioni di metodi numerici per ingegneria e scienze applicate", Ed. Cortina, II Edizione, Padova.

Ringraziamenti

L'autore ringrazia vivamente l'Ing. **Giuseppe Pisicchio** per la generosa collaborazione profusa nella stesura del presente lavoro.



Dieci anni di RemTech Expo

Dalla bonifica del petrolchimico di Ferrara a evento internazionale

RemTech Expo (presso Ferrara Fiere, 21-23 settembre, www.remtechexpo.com) raggiunge quest'anno l'importante traguardo della decima edizione, al culmine di un percorso che ha portato l'evento di Ferrara Fiere Congressi a imporsi come punto di riferimento internazionale in materia di bonifiche, tutela e riqualificazione del territorio.

Il decimo compleanno di RemTech Expo coincide significativamente con quello del Codice Ambientale, che determinò l'allineamento delle norme italiane sulla messa in sicurezza e sugli interventi di bonifica alle procedure internazionali.

Fu proprio in quel clima che, a Ferrara, tra il 2001 e il 2005, si sviluppò un intenso dibattito, volto ad approfondire le problematiche legate alle bonifiche dei suoli e della falda acquifera, e a valutare le migliori tecnologie di trattamento.

Il confronto su come procedere ai campionamenti, alle analisi e alle caratterizzazioni fece della gestione del progetto di bonifica del Polo Chimico di Ferrara un innovativo laboratorio di idee, di



ricerca di soluzioni, di scambio e crescita collettiva, sia tecnica che culturale.

Nacque allora l'idea di creare a Ferrara un appuntamento su questi temi, per mettere a frutto l'esperienza maturata nello storico insediamento industriale ex Montedison. Tanto più che, nel 2001, le aziende, i sindacati, le autorità locali e regionali, e l'allora Ministro dell'Industria avevano siglato

l'accordo di programma sulla riqualificazione e compatibilità ambientale del Polo Chimico, delineando una politica industriale che partisse dai controlli, dalla sostenibilità e dall'impegno delle imprese a bonificare, a dialogare con le istituzioni e i cittadini, a informare sull'impatto delle produzioni sul territorio.

Da ciò è scaturito RemTech Expo dove, alla prima edizione

(settembre 2007), furono presentati lo stato delle bonifiche in Italia e il progetto preliminare di bonifica del Polo di Ferrara, facendo parlare, per la prima volta, di "valore della bonifica" quale investimento per il futuro e di "rapporto di fiducia" tra industria e istituzioni al servizio del bene comune.

