



Analisi e valutazione della sicurezza idraulica nelle trasformazioni urbanistiche

Luigi Fanizzi, ECOACQUE® - Email: info@ecoacque.it

Gli obiettivi della sicurezza idraulica, nelle azioni di trasformazione urbanistica, sono definiti, statisticamente, in termini di tempo di ritorno (T_r) degli eventi meteorologici. All'uopo, pertanto, costituisce obiettivo primario, la riduzione della pericolosità alluvionale, così come definita dal D. Lgs. 23 febbraio 2010, n. 49, ossia la riduzione dei carichi idraulici prodotti, in riferimento alle trasformazioni antropiche, operate sul tessuto territoriale esistente.

Analisi pluviometrica

Per la determinazione dei carichi idraulici, prodotti dal progetto di una nuova urbanizzazione territoriale, attraverso le tradizionali metodologie, è necessario calcolare la curva di possibilità pluviometrica (cpp), che definisce le altezze di pioggia e le relative intensità, per fenomeni di durate temporali diverse. Dovendo affrontare, sostanzialmente, un problema di reti fognarie, s'impiega la curva di possibilità pluviometrica, a due parametri, che meglio ricostruisce le precipitazioni intense e di breve durata (E. J. Gumbel, 1957). Seguendo le indicazioni, presenti nella disciplina regionale (art. 113, comma 1, D. Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 e s.m.i.), per la stima della portata di piena, viene adottato, normalmente, un tempo di ritorno idrologico di 5 anni (p.to 8.3.5, di cui al DPCM 4 marzo 1996).

Curva di possibilità pluviometrica
 $h = a' \cdot t^{n'}$

con a' [mm/h^{n'}] ed n' [n. p.], parametri della suesposta equazione monomia, rappresentativa della ccp, ragguagliati alla superficie, del bacino scolante, interessata dal progetto di trasformazione antropica (U. Puppini, 1932):

e

$$a' = a \cdot \left[1 - 0,052 \cdot \frac{S}{100} + 0,002 \cdot \left(\frac{S}{100} \right)^2 \right]$$
$$n' = n + 0,0175 \cdot \frac{S}{100}$$

nelle quali S [ha] è la superficie del bacino, a [mm/hⁿ] il coefficiente

Tempo di ritorno T _r [anni]	Φ _{IMP}	Φ _{PERM}
<2	0,60 ÷ 0,75	0,00 ÷ 0,15
2 ÷ 10	0,65 ÷ 0,80	0,10 ÷ 0,25
>10	0,70 ÷ 0,90	0,15 ÷ 0,30

Tabella 1 – Valori dei coefficienti di deflusso per aree impermeabili e permeabili (AA.VV. 1997).

della curva di pioggia ed n [n. p.] il suo esponente.

Stima ed impatto dei carichi idraulici

Nella fase di stima dei carichi idraulici, si valuta l'impatto, che questi possono avere, nella trasformazione prevista in progetto, indicandone gli interventi necessari e sufficienti atti a garantire l'invarianza idraulica ossia l'invarianza del deflusso idrico sul suolo, rispetto alla condizione iniziale (ante operam). Si procede, quindi, a suddetta stima ed alle relative misure compensative considerando, per le due tipologie analizzate (ante e post operam), secondo l'ipotesi d'intervento, con un uso del suolo gravoso, in termini di formazione del carico idraulico da smaltire. Le due tipologie d'uso del suolo: agricolo e produttivo; riassumono le più frequenti configurazioni d'uso che, nella fase progettuale, è possibile definire con precisione. I carichi idraulici, prodotti dalla trasformazione urbanistica, oggetto di studio, sono stimati utilizzando il metodo dell'invaso. Per la valutazione del coefficiente di deflusso [φ ≤ 1,00], si fa riferimento all'espressione (AA.VV., 1997):

$$\phi = \phi_{IMP} \cdot IMP + \phi_{PERM} \cdot (1 - IMP)$$

Dove IMP è il cosiddetto coefficiente di impermeabilità, rapporto tra le aree impermeabili e l'area totale del bacino. Nella Tabella 1, sono riportati i valori dei coefficienti φ_{IMP} e φ_{PERM} in funzione del tempo di ritorno T_r (AA. VV., 1997).

Per T_r = 5 anni, si adottano i valori: φ_{IMP} = 0,80 e φ_{PERM} = 0,20 (come si appalesa, tali valori penalizzano le impermeabilizzazioni, sovrastimandone i coefficienti di deflusso, al contempo sottostimano, in egual modo, i coefficienti di deflusso delle parti permeabili).

Metodi per il calcolo delle portate di piena

Per il modello di calcolo delle portate di piena, si fa uso di metodi di tipo concettuale ovvero dati da modelli matematici. Tra i modelli di tipo analitico/concettuale, di trasformazione afflussi-deflussi, disponibili in letteratura, il più adatto, in considerazione del grado di determinatezza di alcuni elementi progettuali (quali, ad esempio, la reale distribuzione urbanistica, la reale lunghezza della rete di raccolta fino al collettore fognario o al corpo recettore più vicino), appare il metodo dell'invaso. Tale metodo definisce la portata critica come quella portata che risulta esattamente pari, per la durata critica (θ_c), alla portata di riempimento della rete, nella sezione di chiusura considerata. Da questa condizione, con l'ovvio significato dei simboli, derivano le relazioni (G. Becciu et Al., 2013):

$$\theta_c = (2,6 + n') \cdot \left(\frac{w}{\varphi \cdot a'} \right)^{\frac{1}{n'}} \text{ [h]}$$

E' sempre opportuno verificare che tale valore critico, non si discosti troppo dal tempo di corrivazione (T_c = tempo di accesso alla rete di drenaggio + tempo di rete). Onde:

$$\theta_c = p_0 \times S \times n' \times \frac{(\varphi \cdot a')^{\frac{1}{n'}}}{w^{\frac{1}{n'} - 1}} \text{ [L/s]}$$

e

$$w = \frac{W_0 + W_r}{10^4 \cdot S} \text{ [m]}$$

dove p_0 è un parametro che dipende dalle unità di misure richieste e dal tipo di bacino (per bacini di modeste dimensioni, vale 2.168; G. Becciu et Al., 2013), w [m] è il volume specifico d'invaso, φ [≤ 1] è il coefficiente di deflusso, S [ha] è l'area del bacino scolante, a' [m/h n] ed n' [n. p.], i parametri, ragguagliati, della curva di pioggia. Per quanto riguarda la stima del volume dei piccoli invasi, w_0 , si usano valori unitari dell'ordine di $w_0 = 15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{IMP}}$, da applicare alla sola parte di bacino impermeabile dell'area del bacino:

$$W_0 = w_0 \cdot S \cdot \text{IMP} \text{ [m}^3\text{]}$$

Per il volume invasato dalla rete, W_r , si considera, invece, l'80 % della somma dei volumi massimi dei collettori a monte:

$$W_r = 0,80 \cdot S \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot L \text{ [m}^3\text{]}$$

ovvero, in mancanza di dati sulla rete di drenaggio, quest'ultimo può essere stimato secondo la seguente relazione (mod. G. Iannelli¹, 1969):

$$W_r = 0,80 \cdot \left(\frac{1}{n} - n \right) \cdot (0,005 \cdot r \cdot S^{0,227}) \cdot S \cdot 10^4 \text{ [m}^3\text{]}$$

dove:

n' (adimensionale) è l'esponente della curva di possibilità pluviometrica;

S [ha] è l'area del bacino di drenaggio;

0,005 m³/m² volume dei piccoli invasi;

r (adimensionale) è il coefficiente di G. Cotecchia (G. Iannelli², 1969), che assume i seguenti valori:

0,27 per territori a forte pendenza;

0,29 per territori a media pendenza;

0,33 per territori a debole pendenza.

L [m] è la massima lunghezza della rete di drenaggio (AA.VV., 1997) $\cong 19,10 \cdot (100 \cdot S)^{0,548}$.

Valutazione dei volumi di invasi compensativi

Come misura di mitigazione e compenso, si provvede ad invasare la differenza dei volumi, fra stato di progetto (*post operam*) e stato di fatto (*ante operam*). I volumi di invaso, da realizzare, per garantire l'invarianza idraulica, nelle superfici soggette a trasformazione antropica, si possono ricavare con differenti metodologie, ognuna delle

quali specifica, per determinati casi. La letteratura riporta vari metodi di calcolo, nel seguito, fra questi, viene descritto quello adottato ossia il metodo dell'invaso.

Metodo dell'invaso

Esaminando la trasformazione, *afflussi-deflussi*, secondo il modello concettuale dell'invaso, il coefficiente udometrico può essere calcolato nel seguente modo (A. Pistocchi ed Al., 2004):

$$u = \frac{p_0 \cdot n' \cdot (\varphi \cdot a')^{\frac{1}{n'}}}{w^{\left(\frac{1}{n'} - 1\right)}} \text{ [L/(s} \cdot \text{ha)]}$$

In cui p_0 è un parametro dipendente dalle unità di misura richieste e dal tipo di bacino (generalmente, per piccoli bacini, vale 2530; C. Datei et Al. 1996), a' ed n' sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica, φ rappresenta il coefficiente di deflusso e w il volume di invaso specifico. Volendo mantenere costante il coefficiente udometrico (invarianza idraulica), al variare del coefficiente di deflusso, indotto dalla trasformazione urbanistica ossia delle caratteristiche idrauliche delle superfici drenanti, per valutare i volumi di invaso, in grado di modulare il picco di piena, si può scrivere (A. Pistocchi, 2001):

$$w = w_0 \cdot \left(\frac{\varphi}{\varphi_0} \right)^{\frac{1}{1-n'}} - v_0 \cdot I - w_0 \cdot P \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

dove :

w_0 = volume specifico di invaso, prima della trasformazione dell'uso del suolo;

φ_0 = coefficiente di deflusso specifico, prima della trasformazione dell'uso del suolo;

n' = esponente, ragguagliato, della curva di pioggia, di durata inferiore all'ora (dal momento che i tempi di corrivazione attesi dalle aree, tutte di modeste estensioni, sono inferiori all'ora);

v_0 = volume specifico di invaso per superficie impermeabilizzata;

I = percentuale di superficie impermeabilizzata;

P = percentuale di superficie che non viene *significativamente* modificata, sistemata o regolarizzata, totalmente inalterata, indipendentemente dalla permeabilità o meno della sua superficie ($I + P = 100$ %).

Per la determinazione delle componenti di w_0 , le indicazioni di letteratura porgono, 50 m³/ha nel caso di fognature, in ambito urbano, comprendente i soli invasi di superficie e quelli corrispondenti alle caditoie e similari (C. Datei et Al., 1997). Il Centro di Studi sui Deflussi Urbani, con sede presso il Politecnico di Milano, ha suggerito di calcolare il volume dei piccoli invasi, in ragione di 15 m³/ha di area impermeabilizzata (A. Paoletti, 1996). Il volume totale, espresso dalla relazione:

$$W = w \cdot S \text{ [m}^3\text{]}$$

a servizio del territorio di nuova urbanizzazione, essendo S l'area di trasformazione, può essere realizzato sia sotto forma di rete di drenaggio (i cui collettori, però, andranno sovrastimati, rispetto alle pra-



tiche ordinarie), sia sotto forma di vasche d'invaso ovvero laghetti (a seconda delle esigenze architettonico-urbanistiche).

Azioni compensative e di mitigazione

Per quanto riguarda il principio dell'invarianza idraulica, in linea generale, le misure compensative sono da individuarsi nella predisposizione di volumi di invaso che consentano la laminazione delle piene. Nell'area in trasformazione territoriale, pertanto, andranno predisposti dei volumi che devono essere riempiti, man mano che si verifica deflusso dall'area stessa, fornendo un dispositivo che ha rilevanza, a livello di bacino, per la riduzione delle piene, nel corpo recettore. L'obiettivo dell'invarianza idraulica, richiede una trasformazione d'uso, attraverso opportune azioni compensative, nei limiti del modello adottato, per i calcoli dei volumi, gli oneri del consumo della risorsa territoriale, costituita dalla capacità di un bacino di regolare le piene e, quindi, di mantenere le condizioni di sicurezza idraulica, del territorio, nel tempo. Prima di entrare nel merito della specifica tecnica di calcolo, si introduce una classificazione degli interventi, di trasformazione superficiale, che consente di definire, qualitativamente, le soglie dimensionali, in base alle quali applicare considerazioni differenziate, in relazione all'effetto atteso dall'intervento (mod. M. G. Marziliano et Al., 2008).

Classe Intervento	Definizione
CL1	Trascurabile impermeabilizzazione potenziale Intervento su superfici di estensione inferiore a 0,1 ha.
CL2	Modesta impermeabilizzazione potenziale Intervento su superfici comprese fra 0,1 e 1 ha.
CL3	Significativa impermeabilizzazione potenziale Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con grado di impermeabilizzazione IMP < 0,3.
CL4	Marcata impermeabilizzazione Intervento su superfici superiori a 10 ha con grado di impermeabilizzazione IMP > 0,3.

Tabella 2 – Classificazione degli interventi di trasformazione superficiale ai fini dell'innovazione idraulica.

Per ciascuna classe di invarianza idraulica, si riportano in tabella, quindi, le azioni da intraprendere:

Classe d'intervento	Descrizione
CL1	Superfici < 0,1 ha Adottare buoni criteri costruttivi per ridurre le superfici impermeabili, quali le superfici dei parcheggi (tetti verdi, eccetera).
CL2	Superfici comprese fra 0,1 e 10 ha Oltre al dimensionamento dei volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle piene è opportuno che le luci di efflusso non eccedano le dimensioni di un tubo di diametro di 200 mm e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano 1 metro.
CL3	Superfici comprese fra 1 e 10 ha; IMP < 0,3 Oltre al dimensionamento dei volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione, è opportuno che i tiranti idrici ammessi nell'invaso e le luci di efflusso siano correttamente dimensionati, in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione.
CL4	Superfici > 10 ha; IMP > 0,3 E' richiesta la presentazione di studio idraulico di dettaglio, molto approfondito

Tabella 3 – Suddivisione degli interventi da intraprendere ai fini dell'innovazione idraulica.

Calcolazioni (esemplificazioni)

Ad esemplificazione di quanto teoricamente esposto, si riporta, di seguito, l'applicazione del calcolo della realizzazione di un invaso di compensazione dell'impermeabilizzazione, afferente un intervento di trasformazione urbanistica, interessante una superficie totale pari a $S = 3,54 \text{ ha} > 1 \text{ ha}$.

Nel caso in esame (essendo $S \leq 10 \text{ ha}$), ci si trova nella situazione di "significativa impermeabilizzazione potenziale" (CL3), che comporta, oltre alla normale verifica, con il metodo convenzionale $[w = w_0 \cdot (\varphi/\varphi_0)^{1/(1-n)} - v_0 \cdot I - w_0 \cdot P]$, anche un'ulteriore valutazione, considerando, su un tempo di ritorno idrologico di 10 anni, una durata di pioggia di 2 ore.

Calcolo del volume d'invaso

Per il calcolo del volume d'invaso, si applica la seguente formula:

$$w = w_0 \cdot \left(\frac{\varphi}{\varphi_0}\right)^{\frac{1}{1-n'}} - v_0 \cdot I - w_0 \cdot P \quad [m]$$

nella quale:

$w_0 = 50 \text{ m}^3/\text{ha}$;

$v_0 = 15 \text{ m}^3/\text{ha}$;

φ_0 = coefficiente di deflusso, prima della trasformazione (*ante operam*);

φ = coefficiente di deflusso, dopo la trasformazione (*post operam*);

n' = esponente della curva di pioggia;

I = percentuale di area trasformata;

P = percentuale di area non trasformata (*p. inalterata*).

Per la valutazione dei coefficienti di deflusso, φ e φ_0 , si è fatto riferimento alle seguenti espressioni:

$$\varphi_0 = 0,80 \cdot IMP_0 + 0,20 \cdot PER_0 = 0,80 \cdot IMP_0 + 0,20 \cdot (1 - IMP_0)$$

e

$$\varphi = 0,80 \cdot IMP + 0,20 \cdot PER = 0,80 \cdot IMP + 0,20 \cdot (1 - IMP)$$

nelle quali:

IMP_0 = frazione dell'area totale, da ritenersi impermeabile, prima della trasformazione;

IMP = frazione dell'area totale, da ritenersi impermeabile, dopo la trasformazione;

PER_0 = frazione dell'area totale, da ritenersi permeabile, prima della trasformazione;

PER = frazione dell'area totale, da ritenersi permeabile, dopo la trasformazione.

Si precisa che la frazione P , si riferisce, esclusivamente, alla percentuale di area che non viene significativamente modificata, regolarizzata o sistemata, totalmente inalterata, indipendentemente dalla permeabilità o meno della sua superficie.

Ubicazione cartografica dell'area di intervento

Nel caso specifico, si prendono in esame le caratteristiche idrauliche di terreni agricoli siti nell'agglomerato urbano del Comune di

Bari. La zona è caratterizzata dalla seguente curva di possibilità pluviometrica (stazione pluviometrica di Bari Osservatorio; Bacino delle Murge), con $T_r = 5$ anni:

$$h = 35 \cdot t^{0,40} \text{ per } t < 1 \text{ h}$$

e

$$h = 35 \cdot t^{0,20} \text{ per } t > 1 \text{ h}$$

Situazioni idrauliche ante e post operam

L'intervento in progetto, oggetto d'invarianza, riguarda la realizzazione di un insediamento residenziale. Nel rispetto degli obiettivi dell'invarianza idraulica, che impone a chi effettua trasformazioni di uso del suolo, la realizzazione di azioni compensative e di mitigazione, al fine di mantenere inalterata la capacità di un bacino di regolare le piene, si è considerata, come superficie idraulicamente esposta, quella territoriale, oggetto d'intervento urbanistico, d'estensione pari a 3,54 ha.

Nel caso specifico, per la trasformazione antropica, in oggetto, avremo:

- Per lo stato di fatto iniziale (situazione idraulica ante operam):

	Superficie reale	U. M.	Coefficiente di assorbimento	Superficie equivalente	U.M.
Terreno agricolo	35.408	m ²	0,00	0	m ²
Aree impermeabili	0	m ²	1,00	0	m ²
Totale	35.408	m²		0	m²

Superficie impermeabile equivalente ante trasformazione = **0 m²** (IMP₀ = 0);

Superficie permeabile equivalente ante trasformazione = **35.408 m²** (PER₀ = 1).

- Per lo stato di progetto (situazione idraulica post operam):

	Superficie reale	U.M.	Coefficiente di assorbimento	Superficie equivalente	U.M.
Lotti edificabili	12.500	m ²	0,50 ^(*)	6.250	m ²
Strade, marciapiedi, piste ciclabili e parcheggi (pavimentazioni impermeabili)	14.158	m ²	1,00	14.158	m ²
Verde (area a parco)	6.150	m ²	0,00	0	m ²
Terreno non oggetto di significative trasformazioni (vasca di laminazione)	2.600	m ²	0,00	0	m ²
Totale	35.408	m²		20.408	m²

(*) Il coefficiente di assorbimento utilizzato per i lotti edificabili, tiene conto della percentuale del lotto che, verosimilmente, sarà destinata a verde condominiale (aiuole) o comunque, avrà un certo grado di permeabilità.

Superficie impermeabile *equivalente* post trasformazione = **20.408 m²** (IMP = 0,58 > 0,3);

Superficie permeabile *equivalente* post trasformazione = **15.000 m²** (PER = 0,42);

Superficie oggetto di significative trasformazioni (35.408 - 2600) = **32.808 m²**

Pertanto i coefficienti di deflusso risulteranno, rispettivamente, pari a:

$$\varphi_0 = 0,80 \cdot 0 + 0,20 \cdot (1 - 0) = 0,20$$

$$\varphi = 0,80 \cdot (20.408/35.408) + 0,2 \cdot (1 - 20.408/35.408) = 0,55$$

e le percentuali di area, trasformata e non trasformata, pari a:
 I = 32.808/35.408 = 0,93 percentuale di area trasformata;
 P = 2.600/35408 = 0,07 percentuale di area inalterata;
 I + P = 1,00 (100 %).

Quindi il "volume minimo" d'invaso, per ogni ettaro di superficie (i. specifico), interessata idraulicamente dall'intervento di trasformazione urbanistica, verrà calcolato come segue:

$$w = 50 \cdot (0,55/0,20)^{1/(1-0,40)} - 15 \cdot 0,93 - 50 \cdot 0,07 = 252,44 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Considerando che l'area interessata dall'intervento, ha una superficie di 3,54 ha, si ottiene un volume d'invaso, per il dimensionamento della vasca di laminazione, pari a:

$$W = 252,44 \text{ m}^3/\text{ha} \cdot 3,5408 \text{ ha} = \mathbf{893,84 \text{ m}^3}$$

Come volume d'invaso, quindi, è possibile computare, all'interno del suddetto volume di laminazione anche l'80 % del volume, costituito dalla rete fognaria, posta a monte della vasca di laminazione:

$$W_f = 0,80 \cdot 163 \text{ m}^3 = 129,60 \text{ m}^3$$

A tale scopo si ritiene opportuno aumentare leggermente il diametro della rete fognaria (D = 0,700 m), affinché sia possibile ridurre il dimensionamento della vasca di laminazione. Se si considera di ridurre il volume, sopra calcolato, derivante dall'intera rete fognaria di adduzione, corrispondente a ca. 130 m³, si ottiene un volume, residuo d'invaso, pari a:

$$\Delta W = 893,84 - 129,60 = 764,24 \text{ m}^3$$

Pertanto la vasca di laminazione dovrà essere dimensionata per contenere almeno 764,24 m³ di acqua. Si prevede, di conseguenza, una vasca di laminazione di **765 m³** d'acqua, con bocca d'efflusso tassata.

Dimensionamento e verifica della strozzatura (bocca tassata)

Le ipotesi di lavoro prevedono l'utilizzo di una tubazione circolare, a sezione chiusa, di diametro da calcolare, posta al fondo della vasca d'invaso. Tale bocca tassata, dovrà essere dimensionata adeguatamente, affinché la portata ammissibile, effluente al corpo ricettore, non risulti superiore a quella specifica (coefficienti-



te udometrico u), *ante operam*, stimata pari a **20 L/(s · ha)**. Inoltre, al fine di evitare possibili intasamenti, della bocca tassata, in uscita, è stato posto un limite massimo del diametro del tubo, pari a **20 cm**. Con le formule a seguire, valide per condotte circolari, una volta fissato il battente massimo, sopra l'asse della condotta di immissione, al ricettore finale, si determina il diametro della bocca tassata, che impedisce il deflusso nel ricettore di valle, dell'acqua d'accumulo, in modo eccessivamente veloce ($v_u < 5$ m/s). La formula, utilizzata, per il calcolo del diametro della bocca tassata (*luce a battente idraulico*, a spigolo vivo), è la seguente (D. Citrini et Al., 1987):

$$Q_{amm} = \mu \cdot \Omega \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{0,5} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

onde, imposto:

$$Q_{amm} = Q_{agr} = u \cdot S = 0,020 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{ha}) \cdot 3,5408 \text{ ha} \\ = \mathbf{0,07082 \text{ [m}^3/\text{s]}}$$

derivano, la sezione del condotto:

$$\Omega = \frac{Q_{amm}}{0,82 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot h}} \text{ [m}^2\text{]}$$

ed il suo diametro:

$$D_u = \sqrt{\frac{4 \cdot \Omega}{\pi}} \text{ [m]}$$

dove:

$\mu = \mathbf{0,82}$ (adimensionale), è il coefficiente di efflusso dall'imboccatura Venturi (E. Scimeni, 1964);

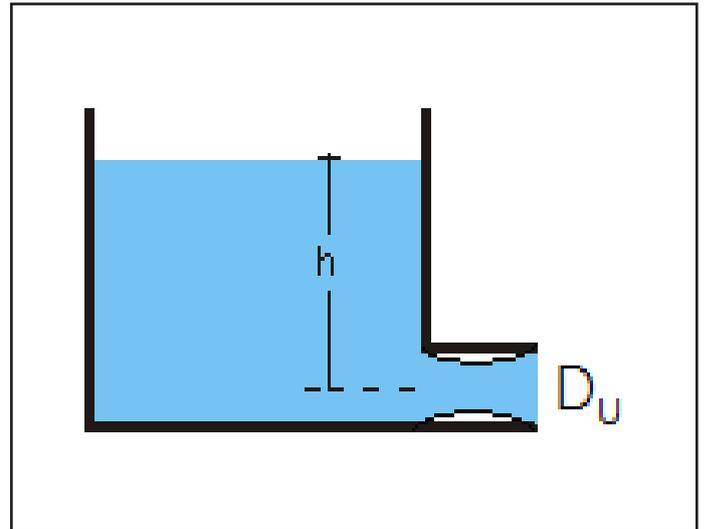
$g = \mathbf{9,81 \text{ m/s}^2}$ è l'accelerazione di gravità, sulla superficie terrestre;

$h = \mathbf{1,20 \text{ m}}$ è il tirante idrico, fissato sopra la mezzeria della sezione del condotto d'immissione.

La portata uscente, con la condotta adottata (DN = 150 mm), quindi, risulta di:

$$Q_u = 0,82 \cdot 0,01767 \cdot (2 \cdot 9,81 \cdot 1,20)^{0,5} \\ = 0,07031 \text{ m}^3/\text{s} < \mathbf{0,07082 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Parametri	Valori	U.M.
Portata ammissibile	0,07082	m ³ /s
Battente massimo sulla bocca tassata	1,20	m
Sezione massima del condotto	0,01778	m ²
DN massimo condotto	0,151	m
DN adottato per il condotto	0,150	m
Sezione del condotto adottato	0,01767	m ²



La velocità massima, invece, risulta di:

$$v_u = 0,07031/0,01767 = 3,98 \text{ m/s} < \mathbf{5,00 \text{ m/s}}$$

Per la vasca d'invaso, pertanto, si prevedono le seguenti dimensioni geometriche utili:

$$25,25 \text{ m} \cdot 25,25 \text{ m} \cdot 1,20 \text{ m} = 765,08 \text{ m}^3 \geq \mathbf{765 \text{ m}^3}$$

Verifica della volumetria, per piogge con tempo di ritorno di 10 anni e durata di 2 ore

Il volume di invaso, di compensazione dell'impermeabilizzazione effettuata (formula del W), avendo un valore di:

$$W = \mathbf{893,84 \text{ m}^3} > \Delta V = \mathbf{433,32 \text{ m}^3}$$

è, ampiamente, verificato.

Parametri	Valori	U.M.
Superficie territoriale (S_t)	3,5408	ha
Tempo di ritorno idrologico (T_r)	10	anni
Coefficiente della curva di pioggia (a')	40	mm/h ⁿ
Esponente della curva di pioggia (n')	0,20	-
Durata della pioggia (t_p)	2	h
Coefficiente di deflusso post operam (ϕ)	0,55	-
Altezza d'acqua piovuta in t_p ($h = a' \cdot t_p^{n'}$)	48,25	mm
Volume d'acqua piovuto in t_p ($V_p = h \cdot S_t$)	1.708,27	m ³
Volume effluente in t_p ($V_e = V_p \cdot \phi$)	939,55	m ³
Portata effluente dalla strozzatura adottata (Q_u)	0,07031	m ³ /s
Volume scaricato nel ricettore in t_p ($V_u = Q_u \cdot t_p$)	506,23	m ³
Volume da laminare ($\Delta V = V_e - V_u$)	433,32	m ³



Bibliografia

- [1] C. Datei, L. Natale (1996): "Le reti idrauliche", Manuale di Ingegneria Civile, Ed. Zanichelli ESAC, Bologna;
- [2] C. Datei, L. Da Deppo, P. Saladin (1997): "Sistemazione dei corsi d'acqua", Ed. Cortina, Padova;
- [3] A. Paoletti (1996): "Sistemi di fognatura e drenaggio urbano", Ed. CUSL, Milano;
- [4] AA.VV. (1997): "Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione", Centro Studi Deflussi Urbani, Ed. Hoepli, Milano;
- [5] U. Puppini (1932): "Coefficienti idrometrici per generica scala di deflusso", L'ingegnere, n. 4, Ed. E. F., Roma;
- [6] E. Scimeni (1964): "Compendio di idraulica", Ed. CEDAM, Padova;
- [7] G. Becciu, A. Paoletti (2013): "Fondamenti di costruzioni idrauliche", Ed. UTET, Torino;
- [8] M. G. Marziliano, P. Secondini (2008): "Le reti idrografiche urbane", Ed. Alinea, Firenze;
- [9] G. Iannelli¹ (1969): "Considerazioni per l'estensione delle possibilità di applicazione del metodo dell'invaso nel calcolo delle fognature pluviali", Ingegneria Sanitaria, n. 5, Ed. IPI, Milano;
- [10] G. Iannelli² (1969): "Una semplificazione del metodo del volume d'invaso per il calcolo delle fognature pluviali", Ingegneria Sanitaria, n. 4, Ed. IPI, Milano;
- [11] A. Pistocchi, O. Zani (2004): "L'invarianza idraulica delle trasformazioni urbanistiche: il metodo dell'Autorità dei bacini regionali romagnoli", Atti del XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche, Trento;
- [12] E. J. Gumbel (1957): "Statistics of extremes", Columbia University Press, New York;
- [13] D. Citrini, G. Nosedà (1987): "Idraulica", II Edizione, Casa Editrice Ambrosiana, Milano;
- [14] A. Pistocchi (2001): "La valutazione idrologica dei piani urbanistici", Ingegneria Ambientale, n. 7/8, Ed. CIPA, Milano;

Italia ancora ultima in Europa per il riciclo delle pavimentazioni stradali

L'Italia è fanalino di coda nel riciclo delle pavimentazioni stradali: solo il 20% (contro una media europea che sfiora il 60%) viene recuperato. Ogni anno il pieno recupero delle pavimentazioni stradali "fresate" produrrebbe un valore economico di almeno 500 mln di euro senza contare la riduzione di emissioni inquinanti equivalenti a quelle generate da 3 raffinerie di medie dimensioni e dal traffico prodotto da 330.000 autocarri sul territorio nazionale. Sono questi i principali dati che emergono dall'analisi condotta dal Siteb - l'Associazione Italiana Bitume e Asfalto Stradale - che ha elaborato e confrontato i dati nazionali relativi al riciclo delle pavimentazioni stradali con quelli dei principali Paesi Europei.

Come testimoniato dallo studio promosso dall'Associazione, l'Italia (un tempo il secondo mercato in Europa dietro alla Germania per le attività connesse alla realizzazione e manutenzione di strade) ha perso posizioni, ma comunque resta ai primissimi posti per la produzione di conglomerato bituminoso con 22,3 milioni di tonnellate; la precedono solo Turchia (46,2 mln), Germania (41 mln) e Francia (35,4 mln). In compenso il nostro Paese è in coda (terz'ultimo posto) nella speciale classifica dei Paesi che riciclano maggiormente questo materiale seguito solo da Repubblica Ceca (18%) e Turchia (3%). A differenza di ciò che avviene in Paesi come Germania (90% di recupero), Francia (64%), Regno Unito (80%) e anche nel piccolo Belgio (61%), in Ungheria (90%), in Svizzera (48%) e nella Slovenia (26%), in Italia si recupera solo il 20% del fresato disponibile, con grave spreco di risorse economiche.

Questo materiale, oltre a possedere elevate caratteristiche tecniche e ad essere totalmente riutilizzabile nelle costruzioni stradali, possiede infatti un notevole valore economico. Lo hanno capito bene nel resto dell'Europa: in Francia vige il "divieto" di portare in discarica il fresato d'asfalto, considerato "prodotto primario", da riutilizzare nel ciclo produttivo. La Germania, che ha perso quest'anno il primato europeo nella produzione di asfalto a vantaggio della Turchia, giudica il fresato d'asfalto (11,5 mln di tonnellate) come il miglior materiale costituente e lo recupera al 90%. In Olanda, Paese notoriamente povero di terra, sono attivi impianti che eliminano l'eventuale presenza di catrame nel materiale raccolto e consentono di recuperare totalmente l'inerte. In Italia il fresato, pur avendo le caratteristiche di un sottoprodotto secondo l'art. 184 bis del Dlgs 182/06 (ovvero originato da un processo produttivo il cui scopo non è la produzione di questa sostanza, la certezza del suo riutilizzo e la valenza economica del materiale), viene considerato dalla Pubblica Amministrazione un rifiuto speciale e in tutti i modi si cerca di ostacolarne il recupero pensando di salvaguardare l'ambiente e la salute dei cittadini (per informazioni: catinom@libero.it, siab@ance.it).