PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

Comune di Norcia

UFFICIO SPECIALE RICOSTRUZIONE UMBRIA U.S.R. UMBRIA

VICE COMMISSARIO STRAORDINARIO SISMA 2016

Ordinanza speciale n. 18 del 15 luglio 2021 ex articolo 11, secondo comma, del decreto legge 76 del 2020

"Interventi di ricostruzione del Centro Storico di Castelluccio di Norcia"

"Progettazione definitiva-esecutiva della piastra fondale ad isolatori sismici"



CODICE ELABORATO CDN_TRD_CA06_GE_Z_RL_E00.00

TITOLO ELABORATO Relazione idraulica

PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

S.A.G.I. s.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
Via Pasubio,20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax 0735.757580-757588
E-mail: info@sagistudio.it
Indirizzo web: sagistudio.it
P.IVA 01276770441

MANDANTI:

TREND PROJECT SERVIZI DI INGEGNERIA

EN.AR. Conti s.r.l. ENgineering & ARchitecture

BRIDGE CONSULTING DSD

TPS INGEGNERIA

M&E Management and Engineering

HYDEA

SAN GALLO Laboratori archeologici

STUDIO DUE ESSE DI SONIA STIPA

COMMITTENTE

UFFICIO SPECIALE RICOSTRUZIONE UMBRIA

TEL: 0742.630708
Via Romana Vecchia snc -06034 Foligno (PG)
PEC: ufficiospecialericostruzione@pec.regione.umbria.it

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :
Ing Gianluca Fagotti

AGGIORNAMENTO	DATA	DESCRIZIONE	DISEGNATO	VERIFICATO	PROGETTATO	APPROVATO
0	10/2026					

Indice

1. Premessa 2
2. Condotte a gravità 2
2.1. Analisi del moto uniforme in condotte a pelo libero 2
2.2. Progettazione di condotte a gravità 4
2.3. La sezione circolare 5
2.4. Velocità massime 6
2.5. Franco di progetto 7
2.6. Verifica delle condotte a pelo libero 7
2.7. Linea acque meteoriche: criteri di dimensionamento 11
2.7.1. Teoria del metodo cinematico 11
2.8. Linea acque nere: criteri di dimensionamento 15
3. Condotte in pressione 17
3.1. Linea acquedottistica 17
3.1.1. Criteri di dimensionamento 18
3.2. Serbatoio 21
3.2.1. Valutazione del volume di progetto del serbatoio 21
3.2.2. Configurazione delle vasche del serbatoio 22
3.2.3. Camera di manovra 22
3.2.4. Apparecchiature sulla condotta di ingresso e di uscita 23
3.2.5. Dispositivo di sfioro 23
3.2.6. Sistema di svuotamento delle vasche 23
3.2.7. Accesso ed areazione delle vasche 24

1. Premessa

La presente Relazione idraulica è incentrata sui criteri di progetto delle reti idriche - acquedotto e delle reti fognarie a servizio del Centro Storico di Castelluccio di Norcia; parte integrante del Progetto Definitivo-Esecutivo dei lavori di "INTERVENTI DI RICOSTRUZIONE DEL CENTRO STORICO DI CASTELLUCCIO DI NORCIA (PG) - Accordo Quadro "Servizi di progettazione di fattibilità tecnico-economica, definitiva ed esecutiva, Coordinamento della Sicurezza in fase di Progettazione e Direzione dei Lavori, relativi alla ricostruzione degli edifici pubblici e privati, urbanizzazioni primarie e secondarie, comprese le strutture fondali antisismiche ed accessorie".

2. Condotte a gravità

2.1. Analisi del moto uniforme in condotte a pelo libero

Il convogliamento dell'acqua, mediante collettori a pelo libero (così definiti per il fatto che la parte superiore del contorno della corrente è a contatto con un aeriforme che, generalmente, è l'aria atmosferica), a sezione chiusa (condotte, differenti dai collettori a sezione aperta, canali), è certamente un metodo di trasporto molto antico.

In prima ipotesi, nei problemi ingegneristici, di progetto e verifica, di questo particolare tipo di opere, il moto dell'acqua, si considera uniforme. Si ammette, cioè, che i caratteri cinematici della corrente, caratterizzata da traiettorie rettilinee e parallele, siano costanti nel tempo (trattasi, dunque, di un particolare moto permanente) e nello spazio (altezza idrica, velocità media nella sezione trasversale, portata e distribuzione della pressione nella stessa) come avviene, appunto, in una condotta, ad asse rettilineo, percorsa da una portata costante, in assenza di salti di fondo, curve o variazioni di sezione e da ogni altra possibile causa di perturbazione. Sotto questa ipotesi, la pendenza media motrice, i_m, disponibile, per la realizzazione della condotta, data dal rapporto tra la differenza di quota Y e la distanza L, tra il punto di partenza e quello di arrivo, è esattamente pari alla pendenza piezometrica J (la corrente, cioè, presenta una superficie isobarica su cui la pressione relativa è uguale a zero), che rappresenta le dissipazioni energetiche per unità di lunghezza (G. De Marchi, 1986):

$$i_m = \frac{Y}{L} = \frac{\Delta H}{L} = J \qquad (1)$$

L'identità $i_m = J$, costituisce l'equazione fondamentale del moto uniforme. L'ipotesi di moto uniforme è, naturalmente, semplificativa; tuttavia, in molti casi, in cui le portate sono pressoché costanti e la

S.A.G.I. s.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
Via Pasubio,20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax 0735.757580
e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it
STUDIO DUE ESSE DI SONIA STIPA

condotta presenta lunghi tratti di caratteristiche uniformi, tale ipotesi non risulta troppo distante dalla realtà (è quindi lecito considerare, condizioni di moto uniforme, per il dimensionamento dell'opera idraulica). Supponendo, quindi, che il moto sia uniforme ($i_m = J$) e turbolento ($Re \geq 4.000$; G. Alfonsi et Al., 1984), caratterizzato, cioè, da resistenze dovute, prevalentemente, alla turbolenza e non alla viscosità, la velocità media V è esprimibile dalla formula di A. Chézy (1770):

$$V = \chi\sqrt{R * i} \qquad (2)$$

dove R è il raggio idraulico, definito come rapporto tra l'area della sezione trasversale della corrente A, detta area bagnata, ed il perimetro bagnato della corrente P, h è l'altezza di moto uniforme della corrente, rispetto al fondo, e χ un coefficiente dimensionale di conduttanza (o di resistenza) che dipende dal raggio idraulico. Considerando l'equazione di continuità ($Q=A\cdot V=$ costante), l'equazione (2) può essere riscritta in modo da esprimere la portata Q (D. Citrini et Al., 1987):

$$Q = A * \mathrm{V} = A * \chi\sqrt{R * i} \qquad (3)$$

Se il numero di O. Reynolds (1883) è abbastanza alto $(Re \geq 4.000)$ ed il moto può assumersi di tipo puramente turbolento, il coefficiente χ [$m^{1/2}/s$] può essere espresso in diverse forme monomie, di uso pratico quali, per esempio, le seguenti:

- $\chi = Ks * (\varphi R)^{1/6}$ Gauckler - Strickler (4)
- $\chi = \frac{1}{n} * (\varphi R)^{1/6}$ Manning (5)

dove i parametri k_s ed n (Tabella 1), nel campo del moto puramente turbolento (per parametro di scabrezza, omogenea equivalente, $\varepsilon \geq 2\ mm$), dipendono dalle caratteristiche di scabrezza della superficie bagnata e ϕ è un parametro di forma che, per le sezioni circolari, è pari ad 1 mentre è pari a 0,90, per le sezioni semicircolari (E. Marchi et Al.; 1981).

Tipo di materiale	**n** [$s/m^{1/3}$]	**ks** [$m^{1/3}/s$]
Plastica (PVC, PE e Vetroresina)	0,009	110
Calcestruzzo *liscio*	0,013	75
Calcestruzzo *grezzo*	0,017	60
Acciaio (*flangiato* o *saldato*)	0,012	85
Gres ceramico (Fibrocemento e Ghisa *sferoidale*)	0,014	70

Tabella 1: Valori normali dei coefficienti di scabrezza (V. T. Chow; 1959)

2.2. Progettazione di condotte a gravità

La progettazione di questo tipo di opere consiste, essenzialmente, nella determinazione, assegnata la portata da convogliare, della pendenza e delle caratteristiche geometriche della sezione traversale, cioè della sua forma e dimensioni, della canalizzazione lungo tutto il suo sviluppo longitudinale.

Come si evince dall'equazione della portata (3), il dimensionamento di una condotta a pelo libero si presenta come un problema idraulicamente indeterminato, in quanto esistono infinite possibili combinazioni di pendenza e dimensioni, compatibili con la portata che si vuole collettare (la condizione di moto uniforme, infatti, si riduce alla sola equazione di Chézy).

In realtà, alcuni dati del problema sono definiti in base a considerazioni meramente ingegneristiche, riducendone la complessità. Innanzitutto, la pendenza *i* è scelta, generalmente, in modo che si discosti il meno possibile da quella media (2 ‰< i < 20 ‰; assegnando le pendenze più piccole, alle condotte più grandi), compatibilmente con l'andamento altimetrico del terreno, lungo il percorso da seguire.
Per quanto riguarda la forma della sezione, ragioni di economia e di praticità limitano la scelta a pochi casi semplici; per esempio, nel caso di sezioni chiuse, si ricorre alla forma circolare poiché alcune caratteristiche di queste sezioni sono definite da considerazioni costruttive ($D_{min} \geq 200$ mm).
Il numero delle possibili soluzioni del problema del dimensionamento può essere ulteriormente ridotto, se si considerano alcuni vincoli atti a garantire condizioni di buon funzionamento dell'opera, sia da un punto di vista normale che ingegneristico. Questi vincoli riguardano, generalmente, la velocità media dell'acqua. Anche considerando questi vincoli, il numero delle possibili soluzioni rimane alto e per rendere determinato il problema, è necessario assegnare una dimensione della sezione, per esempio l'altezza dell'acqua rispetto al fondo (per soddisfare vincoli di natura tecnico-urbanistica o di economia: profondità di scavo, ingombro massimo), oppure il rapporto tra l'altezza dell'acqua e la larghezza della condotta (per soddisfare vincoli di massima efficienza idraulica o di minimo costo).

Poiché, generalmente, due dimensioni sono sufficienti a caratterizzare una sezione, in questo modo è possibile ricavare la dimensione rimanente, dall'equazione di moto uniforme (3). Scelta, dunque, la forma della sezione, si ipotizza il valore di una sua dimensione e si ricava, dall'equazione (3), il corrispondente valore della rimanente dimensione per la portata (*Q*), la pendenza (*i*) e la scabrezza assegnata (*n* o *ks*).

2.3. La sezione circolare

Nel caso di sezioni semplici, come la sezione circolare, le caratteristiche geometriche sono facilmente esprimibili in funzione dell'altezza, *h*, rispetto al fondo. Nella Tabella 2, sono riportate le formule che esprimono, analiticamente, le caratteristiche geometriche principali della sezione circolare. Nel caso delle sezioni semplici, come quella circolare, si può scegliere un approccio adimensionale che si basa sull'equazione (3) di Chézy. Se si usa una formula monomia, per il coefficiente di conduttanza *c*, le grandezze geometriche ed idrauliche che compaiono nella (3), possono essere raggruppate in un rapporto adimensionale *F*, funzione *omotetica* dell'altezza di moto uniforme, adimensionalizzata *(h/D)*.

Nel caso delle sezioni circolari, adottando la formula (4) di Gauckler-Strickler, la (3) può essere riscritta nella forma (G. Becciu et Al., 2005):

$$F = 0{,}0496 * \frac{(\alpha - sen\alpha)^{5/3}}{\alpha^{2/3}} \qquad (6)$$

essendo

$$F = \frac{Q}{Ks * D^{8/3}\sqrt{i}} \qquad (7)$$

con $\alpha = 2 \arccos(1 - 2 \cdot \varphi c)$ e $\varphi c = h/D$

La relazione (6) consente di calcolare, in modo esplicito, tutte le grandezze caratteristiche che compaiono nella funzione omotetica *F*, se le altre sono note ed il valore di ϕc è assegnato. Nel caso delle sezioni circolari, ϕc rappresenta il grado di riempimento della condotta, che, per il dimensionamento, è generalmente opportuno considerare pari a *0,7 ÷ 0,8* e, quindi, al massimo: α = *4,4286 rad*.

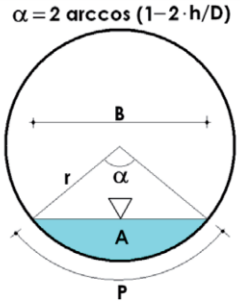
Tipo di sezione CIRCOLARE	Area bagnata A	Perimetro bagnato P	Larghezza pelo libero B
$\alpha = 2 \arccos(1-2\cdot h/D)$ 	$\frac{D^2}{8}(\alpha - sen\alpha)$	$\frac{D}{2} \cdot \alpha$	$D \cdot sen\frac{\alpha}{2}$

Tabella 2: Area, perimetro e larghezza del pelo libero in funzione del tirante idrico in sezioni circolari.

S.A.G.I. s.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
Via Pasubio,20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax 0735.757580
e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it
STUDIO DUE ESSE DI SONIA STIPA

Per tutti i problemi di progetto, nei quali sia richiesto di calcolare l'altezza di moto uniforme *h*, anche l'equazione (6), così come la (3), possono essere risolte utilizzando la formula, approssimata, seguente (G. Becciu et Al., op. già citata):

$$\phi c = \frac{0.0045+1.160*F^{\frac{1}{2}}-1.7667*F}{1-1.6153*F^{\frac{1}{2}}+0.080*F} \qquad (8)$$

Il massimo errore di stima di ϕc, con l'equazione (8), è minore dell'*1%* se si considera $0{,}05 \leq \phi c \leq 0{,}92$. Per il dimensionamento di una condotta, assegnando, dunque, un valore di ϕc, si può utilizzare l'equazione (6) per calcolare la funzione omotetica *F* e, quindi, note le altre grandezze, il diametro *D* ed infine l'altezza di moto uniforme *h* e la velocità *V*. Oppure assegnato il diametro *D* si può utilizzare l'equazione (8) per calcolare, direttamente, ϕc e, quindi, l'altezza di moto uniforme h e la velocità media V. Combinando la (6) con l'equazione di continuità (Q = A · V = costante), scritta in funzione di a, si ricava la seguente formula (G. Becciu et Al., op. già citata):

$$F = \frac{V^4}{Ks^3*Q*i^{3/2}} = \frac{(\alpha-sen\alpha)}{2-\alpha^2} \qquad (9)$$

con α = 2 · arccos (1 - 2 · ϕc).

Il massimo valore di *Fv* si ricava per α = π = 3,1416 [rad], cioè per un grado di riempimento ϕc = 0,50 ed è pari a *Fvmax* = 1/(2 · π) = 0,1591 [rad].
Considerando dunque un valore assegnato di ϕc si può ricavare la pendenza, i, della condotta, corrispondente ad un'assegnata velocità media V, dall'equazione (9) e, quindi, il diametro D, dall'equazione (7).

2.4. Velocità massime

Per quanto riguarda la velocità media *V* essa, in genere, deve essere compresa tra *0,6* [m/s] e *0,9* [m/s], per evitare la sedimentazione ($V_{min} > 0{,}5$ *m/s*), nel caso di un carico elevato di solidi (S. Artina et Al., 1997).
Il valore minimo della velocità, per evitare la crescita vegetazionale, è sufficiente che sia superiore a *0,75* [m/s]. Nel caso di condotte non erodibili, si possono superare anche i *2* [m/s] ($V_{max} < 5$ *m/s*), purché non vi siano pericoli di stabilità dell'opera.

Nel caso di condotti di sezione circolare il rapporto ϕc di massima efficienza idraulica (rapporto, cioè, che rende la sezione del condotto di minima resistenza), deve risultare, come visto, $\phi c = 0{,}5$. Poiché al crescere del raggio idraulico *R*, cresce la velocità media *V*, queste particolari sezioni consentono, a parità di area bagnata *A*, di ottenere la massima velocità e, quindi, anche la massima portata *Q*.

Questa velocità massima V_{max} è ricavabile dalla (9):

$$V_{max} = (F_{Vmax} * Ks^3 * Q * i^{\frac{3}{2}})^{1/4} = 0.6316 * Ks^{\frac{3}{4}} * Q^{\frac{1}{4}} * i^{3/2} \qquad (10)$$

e rappresenta, per portata, pendenza e scabrezza assegnate, la massima velocità realizzabile in moto uniforme (*indipendente dalle dimensioni della condotta*).

2.5. Franco di progetto

Nel dimensionamento della sezione della condotta è necessario considerare un franco, tra pelo libero e generatrice superiore della sezione (per questioni di *sicurezza* e per l'*alimentazione* d'*aria* della corrente). Per condotte circolari chiuse, solitamente, si considera sufficiente un franco pari al *20 % ÷ 30 %* (A. Paoletti, 1996).

Per cui, il massimo grado di riempimento si assumerà pari a 0,75 ÷ 0,80.

2.6. Verifica delle condotte a pelo libero

La verifica idraulica di una condotta a pelo libero consiste, essenzialmente, nella determinazione delle grandezze idrauliche che caratterizzano la corrente, che in essa scorre, note le caratteristiche geometriche della sezione e della pendenza media (vedi *Tabella 3; G. Becciu, 2010*). Dunque, i tipi di problemi di verifica sono, quindi, di due tipi:

1. determinazione della portata *Q* e della velocità media *V*, corrispondenti ad un'altezza idrica h prefissata (*battente o tirante* idraulico);
2. determinazione dell'altezza idrica *h* che si realizza con una portata *Q* prefissata.

In entrambi i casi, l'interesse è, in particolare, rivolto alla determinazione dei valori massimi delle grandezze idrauliche, che si possono verificare nella condotta. Nel caso di moto uniforme, il primo tipo di problema può essere risolto, direttamente, utilizzando le equazioni (2) e (3) di Chézy che,

tradizionalmente, vengono denominate *scala delle velocità e scala delle portate* (nelle sezioni chiuse, la portata *Q* cresce fino ad un valore massimo e poi decresce così come anche la scala delle velocità, che presenta un punto di massimo, oltre il quale si ha una diminuzione della velocità media *V*; vedi Tabella 3 e Figura 1). Per le sezioni circolari il valore massimo della portata si ha per un'altezza idrica pari a *0,94 D* ed è pari a circa *1,076* volte la portata di massimo riempimento Q_p (sezione piena), mentre il valore massimo della velocità si ha per un'altezza idrica pari a *0,81 D* (massimo raggio idraulico; R.Rosso, 1999) ed è circa *1,140* volte la velocità di massimo riempimento V_p (sezione piena).

Per i calcoli di verifica del primo tipo, cioè per il calcolo della portata *Q* e della velocità media *V*, corrispondenti all'altezza idrica assegnata *h*, si possono usare le equazioni di Chézy (2) e (3) che legano, velocità media e portata, all'area bagnata *A* (20). Per i problemi di verifica del secondo tipo, cioè per il calcolo dell'altezza di moto uniforme *h*, corrispondente ad una portata assegnata *Q*, si può impiegare la formulazione approssimata del M. Sauerbrey che ha analizzato, in maniera esaustiva il problema del riempimento parziale in condotti circolari (cd *part-full flow*). Successivamente, W.H. Hager ha proposto una formula, di seguito riportata, valida per il calcolo della portata relativa Q_r, coerente con le condizioni proposte da *M. Sauerbrey* ($0{,}20 \leq \varphi c \leq 0{,}95$):

$$Q_r = \frac{n*Q}{i^{1/2}*D^{8/3}} = \frac{3}{4} * \phi c^2 * (1 - \frac{7}{12} * \phi c^2) \qquad (11)$$

h/D	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
V/Vp	0,257	0,401	0,615	0,776	0,902	1,000	1,072	1,099	1,119	1,133	1,140	1,137	1,124	1,095	1,00
Q/Qp	0,005	0,021	0,088	0,196	0,337	0,500	0,672	0,756	0,837	0,912	0,978	1,031	1,066	1,075	1,00

Tabella 3: scale di deflusso normalizzate (formule di Gauckler-Strickler o di Manning)

L'equazione (11), può essere risolta, per via esplicita, per ricavare il grado di riempimento $\varphi c = h/D$, in funzione della portata relativa Q_r, ottenendo:

$$\phi c = 0.926 * \left[1 - (1 - 3.110 * Qr)^{1/2}\right]^{1/2} \qquad (12)$$

La sezione idrica A_r, può essere calcolata, con un'accuratezza di ± 1 %, come:

$$\frac{Ar}{D^2} = \frac{4}{3} * \phi c^{\frac{3}{2}} * (1 - \frac{\phi c}{4} - \frac{4*\phi c^2}{25}) \qquad (13)$$

Quindi, nota la portata e l'area della sezione idrica trasversale A_r, la velocità media della corrente

$V_r = Q/Ar$, può essere determinata in funzione del grado di riempimento φc.

S.A.G.I. s.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
Via Pasubio,20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax 0735.757580
e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it
STUDIO DUE ESSE DI SONIA STIPA

Definendo la velocità relativa di moto uniforme come (C. Gisonni et Al., 2012):

$$Vr = \frac{Q}{\left(\frac{Ar}{D^2}\right)} = \left(\frac{Q}{Ar}\right) * \left[\frac{n}{\frac{1}{(i^{\frac{1}{2}} * D^{2/3})}}\right] \qquad (14)$$

partendo dalle equazioni (11) e (13), si ottiene la seguente relazione, caratterizzata da un'approssimazione di ± 5 %, e valida per 0,01 ≤ φc ≤ 0,75:

$$Vr = 0.560 * \phi c^{1/2} \qquad (15)$$

Nel caso di condotte circolari, dunque, la portata e la velocità, in condizioni di massimo riempimento assumono, rispettivamente, i valori:

$$Qp = \left(\frac{\pi}{4^{\frac{5}{3}}}\right) * \left(\frac{1}{n}\right) * i^{\frac{1}{2}} * D^{\frac{2}{3}} \qquad (16)$$

$$Vp = \frac{4 * Qp}{\pi * D^2} \qquad (17)$$

Si ricorda, infine, che sia il raggio idraulico R [m] sia il perimetro bagnato P [m] della sezione, possono essere espressi in funzione del grado di riempimento φc [m/m], rispettivamente, come:

$$R = D * \left(\frac{2}{3}\right) * \phi c * \left(1 - \frac{1}{2} * \phi c\right) \qquad (18)$$

$$P = D * \arccos\left(1 - 2 * \phi c\right) \qquad (19)$$

e, l'area bagnata A [m^2], espressa con il loro prodotto:

$$A = R * P \qquad (20)$$

L'altezza critica (ossia l'altezza con la quale la portata di progetto Q può transitare nella condotta), invece, può calcolarsi con la formula interpolare (L. Da Deppo et Al., 2003):

$$hc = 1.025 * D * \left(\frac{Q}{D^2 * \sqrt{g * D}}\right)^{0.515} \qquad (21)$$

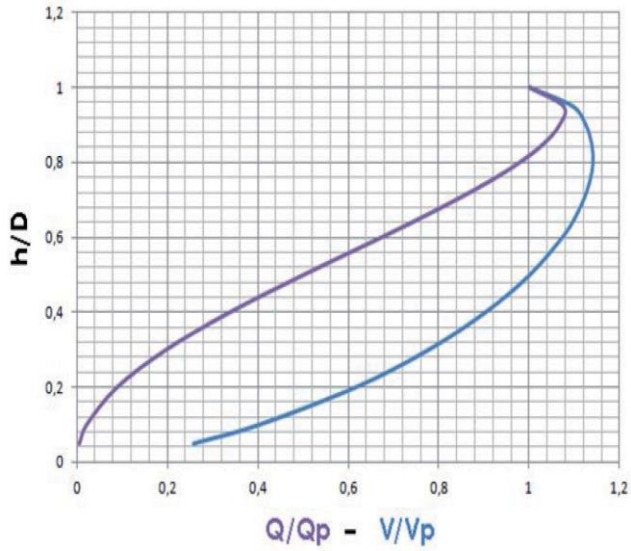


Figura 1: scale delle portate e delle velocità adimensionali per sezioni circolari

Nel caso delle sezioni circolari, non si possono ricavare espressioni esplicite delle dimensioni della condotta, fissando la velocità media di moto uniforme V. Se però, si fissa il grado di riempimento (h/D), allora è possibile ottenere la seguente equazione che fornisce il diametro (D) della condotta (G. Becciu, op. già citata):

$$D = 1.5483 * (\frac{Q}{r_Q * Ks * \sqrt{i}})^{2/3} \qquad (22)$$

$$\frac{Q}{Qp} = -2.8483 \left(\frac{h}{p}\right)^4 + 2.9178 \left(\frac{h}{p}\right)^3 + 0.6222 \left(\frac{h}{p}\right)^2 + 0.3471 \left(\frac{h}{p}\right) - 0.0203 \qquad (23)$$

S.A.G.I. s.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
Via Pasubio,20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax 0735.757580
e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it
STUDIO DUE ESSE
DI SONIA STIPA

2.7. Linea acque meteoriche: criteri di dimensionamento

Elaborati i dati pluviometrici, come descritto nell'elaborato *"EG_005 Relazione idrologica"*, si procede con il dimensionamento della linea acque meteoriche secondo quanto di seguito illustrato.

2.7.1. Teoria del metodo cinematico

L'espressione per il calcolo della portata di deflusso del bacino usata nel metodo cinematico, anche detto metodo razionale, è la seguente:

$$Qmax = \frac{S * \varphi * h * Tc}{Tc}$$

in cui S è la superficie del bacino, φ è il coefficiente di deflusso, Tc è il tempo di corrivazione, (ovvero il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più lontano del bacino arriva alla sezione di chiusura dello stesso) mentre infine h(Tc) è l'altezza di precipitazione considerata.

In termini di volume l'espressione sopra riportata diventa:

$$Vmax = S * \varphi * h * Tc$$

Per quanto riguarda la stima del tempo al colmo ante operam, si è generalmente fatto riferimento al tempo di corrivazione Tc calcolato in ore, mediando aritmeticamente i risultati prodotti dalle seguenti formulazioni:

- Formula di Ruggiero $Tc = 24 * 0.072 * S^{1/3}$ [ore]

- Formula del Pasini $Tc = \frac{0.108}{\sqrt{im,asta}} * S * L^{1/3}$ [ore]

- Formula del Puglisi $Tc = 6 * L^{2/3} * (Hmax - H_0)^{1/3}$ [ore]

in cui S rappresenta l'area in km², L la lunghezza del corso d'acqua espressa in km, Hmax la quota massima del bacino espressa in metri s.l.m., H_0 la quota della sezione di chiusura del bacino stesso sempre espressa in metri s.l.m. ed infine $i_{m,asta}$ la pendenza media dell'asta principale di scolo espressa in m/m.

Al valore ottenuto da tale formulazione va sommato il parametro t_e, definito come tempo di ruscellamento o tempo di ingresso in rete, ed inteso come il tempo massimo che impiegano le particelle di pioggia a raggiungere il condotto a partire dal punto di caduta. Al tempo di ruscellamento si assegnano normalmente valori compresi tra i 5 ed i 15 minuti, a seconda dell'estensione dell'area oggetto di studio, del grado di urbanizzazione del territorio e dell'acclività dei terreni.

L'espressione impiegata per determinare la portata in prossimità della sezione di chiusura è la seguente:

$$Q = \varphi * J * S$$

in cui la portata Q corrisponde al prodotto dell'intensità di pioggia J = h/t, della superficie S del bacino scolante e del coefficiente di deflusso φ che rappresenta il rapporto tra il volume meteorico affluito sull'area e quello raccolto dalla rete di drenaggio.

I coefficienti di deflusso allo stato attuale, ed in previsione allo stato di progetto, (che a sua volta soggiacciono all'ipotesi di sviluppo urbanistico) sono stati attribuiti eseguendo una media pesata secondo la copertura del suolo dei singoli coefficienti di deflusso.

I modelli afflussi-deflussi concettuali ed empirici si basano sul concetto di Idrogramma Unitario Istantaneo (IUH dal termine anglosassone Instantaneous Unit Hydrograph), l'idrogramma generato da una pioggia di altezza unitaria e di durata infinitamente piccola, definito dalla funzione u(t). Ogni modello matematico è rappresentato da una propria funzione u(t).

Nell'ipotesi di linearità vale il principio di sovrapposizione degli effetti, la cui relazione ingresso-uscita è descritta da un'equazione lineare, e la portata superficiale del bacino q(t) è legata alla pioggia netta p(t) dalla successiva espressione:

$$q(t) = \int_0^t u(t) - \tau * p(t) * dt$$

L'espressione definisce l'integrale di convoluzione e la funzione u(t) rappresenta la generica risposta impulsiva del sistema. Nel modello cinematico il bacino scolante viene schematizzato come un insieme di canali lineari, ed il tempo di corrivazione di ciascun percorso lungo il bacino fino alla sezione di chiusura è assunto invariante rispetto all'evento meteorico. È, quindi, possibile tracciare le cosiddette linee isocorrive, ovvero quelle linee che uniscono i punti del bacino ad ugual tempo di corrivazione. Da esse è possibile costruire la curva aree-tempi, con in ordinata le aree S del bacino, comprese tra la sezione di chiusura e la linea isocorriva relativa al generico tempo di corrivazione t,

S.A.G.I. s.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
Via Pasubio,20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax 0735.757580
e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it
TREND PROJECT SERVIZI DI INGEGNERIA
EN.AR. Conti s.r.l.
SAN GALLO Laboratori archeologici
BRIDGE CONSULTING DSD
TPS INGEGNERIA
M&E Management and Engineering
HYDEA
STUDIO DUE ESSE DI SONIA STIPA

e in ascissa il tempo di corrivazione t stesso. Il valore T_0 (oppure con simbolo tc) corrispondente alla superficie totale S costituisce il tempo di corrivazione complessivo del bacino. Dalla curva aree-tempi è pertanto possibile dedurre Idrogramma Unitario Istantaneo attraverso la relazione:

$$u(t) = \frac{1}{S} * \frac{ds}{dt}$$

dove ds/dt rappresenta la derivata della curva aree-tempi.

Per la costruzione della curva suddetta si assume, per semplicità di calcolo, che la curva sia di tipo lineare, riconducendo quindi la sua determinazione alla stima del tempo di corrivazione globale del bacino T_0.

Nella scelta di linearità della funzione u(t), l'equazione assume la forma semplificata:

$$u(t) = \frac{1}{T_0} \qquad t < T_0$$

Il procedimento sopra descritto permette così di stimare un idrogramma di piena ante operam ed uno a trasformazione avvenuta. Come misura cautelativa i fini dell'invarianza idraulica, riferendosi ovviamente a terreni non agricoli, si prescriverà di realizzare opere di difesa atte ad invasare la differenza di volume tra i due idrogrammi.

2.7.2. Risultati dell'elaborazione

Per il bacino di afferenza della zona abitativa di Castelluccio di Norcia si è proceduto alla suddivisione in tre sottobacini; il primo è il bacino che rappresenta la zona dove sarà realizzata la piastra e quindi in cui si dovrà considerare tutta l'area impermeabile mentre il secondo e il terzo sono stati suddivisi sulla base della previsione del posizionamento delle linee di raccolta delle acque meteoriche in progetto; si avrà quindi una suddivisione così fatta, come riportato nella planimetria sottostante.

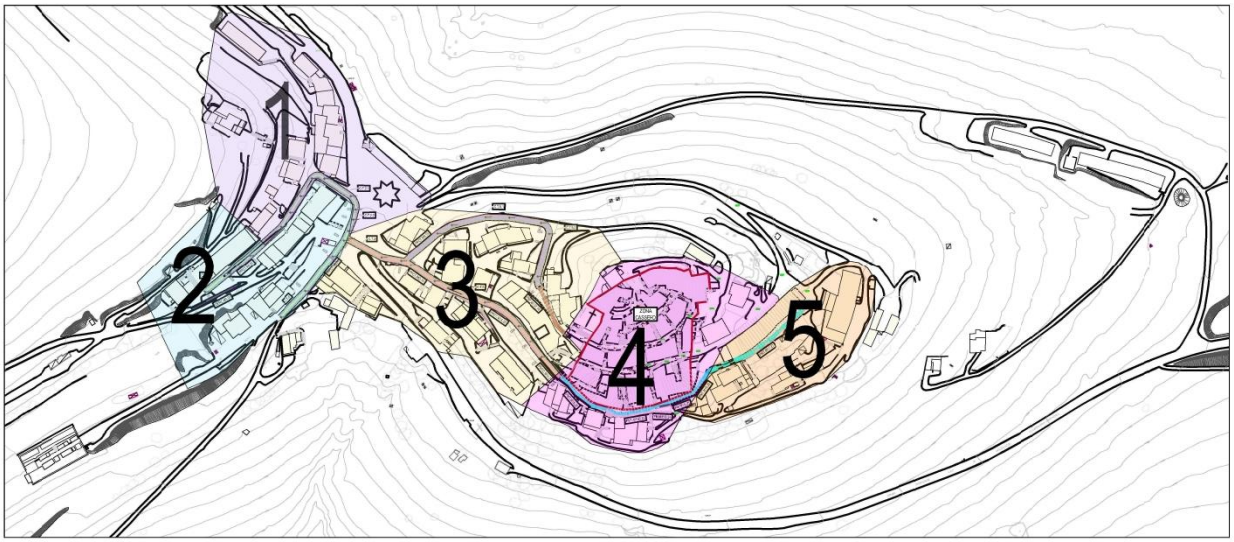


Figura 2: individuazione dei tre bacini su cartografia e curve di livello

Per il bacino 1 si adottano una tubazione in PVC di diametro pari a DN 400, SN8 mm e pendenza pari al 2% nei tratti terminali e tubazioni in PVC di diametri pari a DN 200 e DN 315 con pendenza pari al 2% per i tratti più a monte.

Per il bacino 2 si adottano una tubazione in PVC di diametro pari a DN 400, SN8 mm e pendenza pari al 2% nei tratti terminali e tubazioni in PVC di diametri pari a DN 250 e DN 315 con pendenza pari al 2% per i tratti più a monte.

Per il bacino 3 si adottano una tubazione in PVC di diametro pari a DN 400, SN8 mm e pendenza pari al 2% nei tratti terminali e tubazioni in PVC di diametro pari a DN 315 con pendenza pari al 2% per i tratti più a monte

Per il bacino 4 si adottano una tubazione in PVC di diametro pari a DN 400, SN8 mm e pendenza pari al 2% nei tratti terminali e tubazioni in PVC di diametro pari a DN 315 con pendenza pari al 2% per i tratti più a monte.

Per il bacino 5 si adottano una tubazione in PVC di diametro pari a DN 315, SN8 mm e pendenza pari al 2% nei tratti terminali e tubazioni in PVC di diametro pari a DN 250 con pendenza pari al 2% per i tratti più a monte.

2.8. Linea acque nere: criteri di dimensionamento

La definizione della portata nera massima deriva dalla conoscenza di alcuni elementi relativi al centro abitato, alla sua composizione e caratteristiche.

Per la stima della portata delle acque nere, infatti, è necessario conoscere il numero di abitanti che scaricano a monte della sezione considerata e la dotazione d'acqua prevista per abitante.

Il progetto dei collettori è eseguito sulla base della portata di punta della fognatura nera definita come:

$$Q_{max} = \frac{N \cdot d \cdot \varphi \cdot \rho_g \cdot \rho_0}{86.400} \ [\frac{l}{s}]$$

dove:

- N è il numero di abitanti equivalenti;
- d è la dotazione idrica pro-capite;
- φ è il coefficiente di deflusso che può essere assunto pari a 0,8÷0,9; significa che la frazione d'acqua che giunge alla rete di fognatura è circa l'80÷90% di quella erogata;
- ρ_g è il coefficiente di punta giornaliera che tiene conto del giorno di massimo consumo, a cui può essere assegnato un valore dell'ordine di 1,2÷1,5 (coefficiente minore per grandi centri e coefficiente maggiore per piccoli centri);
- ρ_0 è il coefficiente di punta orario che tiene conto dell'ora di punta del giorno di massimo consumo e può assumersi pari a 1,2÷1,5 (coefficiente minore per grandi centri e coefficiente maggiore per piccoli centri).

2.8.1. Risultati dell'elaborazione

La portata così ottenuta risulta pari a 1,4 l/s. Si riporta la verifica del grado di riempimento del diametro della condotta scelta; si preferisce considerare un diametro superiore per evitare intasamenti e pertanto, si è scelto di utilizzare una condotta in PVC di diametro pari a DN 200, SN8 con pendenza pari all'1%.

3. Condotte in pressione

3.1. Linea acquedottistica

L'acquedotto è l'insieme di tutte quelle opere necessarie per prelevare, trasferire, immagazzinare e distribuire acqua all'utilizzazione.

La distribuzione dell'acqua potabile per mezzo di condotte in pressione avviene mediante la progettazione e realizzazione dei seguenti componenti:

- rete di adduzione;
- serbatoi di accumulo;
- rete finale di distribuzione.

L'impianto di adduzione ha la funzione di convogliare le acque dai luoghi di prelievo agli impianti di trattamento e dagli impianti di trattamento agli impianti di distribuzione; l'impianto di distribuzione è destinato all'accumulo e alla distribuzione all'utenza, fino alle derivazioni e ai contatori domestici.

Nella definizione dei diametri delle linee acquedottistiche di adduzione e nell'esecuzione delle successive verifiche, è necessario tenere in considerazione lo stato di scabrezza delle condotte, e quindi di resistenza, includendo nel coefficiente di scabrezza anche le perdite locali (curve, cambio di sezione, derivazione, ecc.). L'adduzione, pertanto, deve essere dotata di dispositivi di dissipazione per la produzione di perdite di carico concentrate.

Le condotte devono essere poste nel terreno ad una profondità non inferiore a 1,20 m dal piano campagna con una pendenza maggiore dello 0,2% per i tratti percorsi dall'acqua in salita e maggiore dello 0,4% per i tratti percorsi dall'acqua in discesa. In ogni caso le livellette devono essere in minor numero possibile riducendo al minimo i vertici concavi in cui porre organi di scarico.

Tutti gli organi accessori (saracinesche, sfiati, scarichi ecc.) e gli strumenti di misura devono essere raggruppati e collocati in appositi manufatti accessibili, di dimensioni appropriate per garantire la manutenzione.

La rete acquedottistica di distribuzione è caratterizzata da una struttura che può definirsi capillare in grado di consegnare acqua a tutto il territorio servito nelle condizioni di portata e piezometriche tali da soddisfare le variabili richieste degli utenti.

Il dimensionamento della rete deve essere svolto in modo tale che l'altezza piezometrica non si riduca al di sotto di 5 m di colonna d'acqua sul piano campagna e che la velocità nelle condotte non sia inferiore di 0,5 m/s.

La linea deve essere completa di apparecchiature di sezionamento e scarico, poste in genere a distanza non superiore a 250÷400 m, per poter garantire il completo vuotamento per certi tronchi della rete.

Gli scarichi devono avvenire attraverso apposito pozzetto provvisto di intercettatore idraulico (sifone) dimensionamento anche per permettere lo scarico delle portate di lavaggio, quando lo scarico avvenga nella fognatura.

Le diramazioni agli utenti devono essere dotate di apparecchiatura automatica per bloccare il ritorno alla rete dell'acqua già consegnata agli utenti stessi.

3.1.1. Criteri di dimensionamento

Le condotte di adduzione e di alimentazione e le reti idriche di distribuzione devono essere progettate con un adeguato livello di vita utile (30-40 anni).

A tal fine, diametri, materiali e modalità di posa delle condotte devono essere scelti in funzione della vita utile dell'opera. È infatti necessario garantire durata ed affidabilità degli impianti.

In funzione della morfologia territoriale e degli insediamenti urbani, i tracciati dell'intera rete idrica devono essere il più breve possibile. Inoltre, i tracciati delle condotte alimentatrici e delle reti idriche devono essere il più possibile baricentrici rispetto alla distribuzione dei consumi nella zona servita.

Pertanto, la configurazione delle condotte alimentatrici e delle reti idriche varia a seconda della geometria della zona e dello schema di distribuzione adottato.

L'andamento altimetrico delle condotte deve essere il più possibile conforme a quello del terreno, al fine di limitare le deviazioni altimetriche.

La pendenza delle tubazioni deve essere maggiore dello 0,2% nei tratti ascendenti e dello 0,4% nei tratti discendenti, per favorire la risalita dell'aria verso i punti sommitali di sfiato e lo svuotamento dell'impianto.

Le velocità minime in condotta non devono essere inferiori a 0,4 m/s mentre le velocità massime non dovrebbero superare i 2 m/s.

Ove possibile, le condotte vanno ubicate su strade pubbliche o aperte al pubblico transito, al lato della carreggiata, rispettando le distanze minime da edifici, manufatti, altri sottoservizi, vegetazione da salvaguardare e facilitando gli interventi di controllo e manutenzione.

Al fine di determinare le portate di progetto necessarie al dimensionamento ed alla verifica delle reti idrauliche, è necessario individuare il numero di abitanti serviti, *AE*, e la dotazione idrica giornaliera, *d*, [l/(ab · giorno)], definita secondo la normativa di riferimento vigente.

L'adduzione è di norma dimensionata per il deflusso della portata media relativa alla giornata di massimo consumo; i diametri della rete di distribuzione sono invece assegnati facendo riferimento alla massima portata media del giorno di massimo consumo.

Si definiscono, quindi:

- la portata media giornaliera $Q_a = d \cdot AE$ *[l/s]*
- la portata media del giorno dei massimi consumi $Q_g = Q_a \cdot \alpha_g$ *[l/s]* dove α_g è il coefficiente del giorno dei massimi consumi;
- la portata media dell'ora dei massimi consumi $Q_h = Q_a \cdot \alpha_h$ *[l/s]* dove α_h è il coefficiente dell'ora dei massimi consumi;
- la portata media dell'ora dei minimi consumi $Q_{hmin} = Q_a \cdot \alpha_{hmin}$ *[l/s]* dove $\alpha_{hmin}=0.2AE^{1/6}$.

Il dimensionamento si effettua cercando di contenere le velocità del liquido all'interno di valori accettabili per evitare sedimentazioni eccessive e contenere le perdite di carico lungo il tracciato.

Le perdite di carico si distinguono in concentrate e distribuite. Le perdite di carico concentrate sono state valutate con la seguente espressione:

$\Delta H = K(v^2/2g)$

dove:

- *K* è il coefficiente di perdita concentrata che varia a seconda che si tratti di uno sbocco, di una curva, o di una saracinesca, valvola o altro;
- *v* [m/s] è la velocità media della corrente;
- *g* [m/s^2] è l'accelerazione di gravità.

Le perdite di carico distribuite per unità di lunghezza nella condotta di un fluido in moto permanente sono state calcolate con la relazione di Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{\lambda \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

dove:

- *D* è il diametro della condotta;
- *V* è la velocità media della condotta;
- *g* è l'accelerazione di gravità;
- λ è un coefficiente adimensionale di resistenza funzione della scabrezza del tubo e del numero di Reynolds:

$$R_e = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu}$$

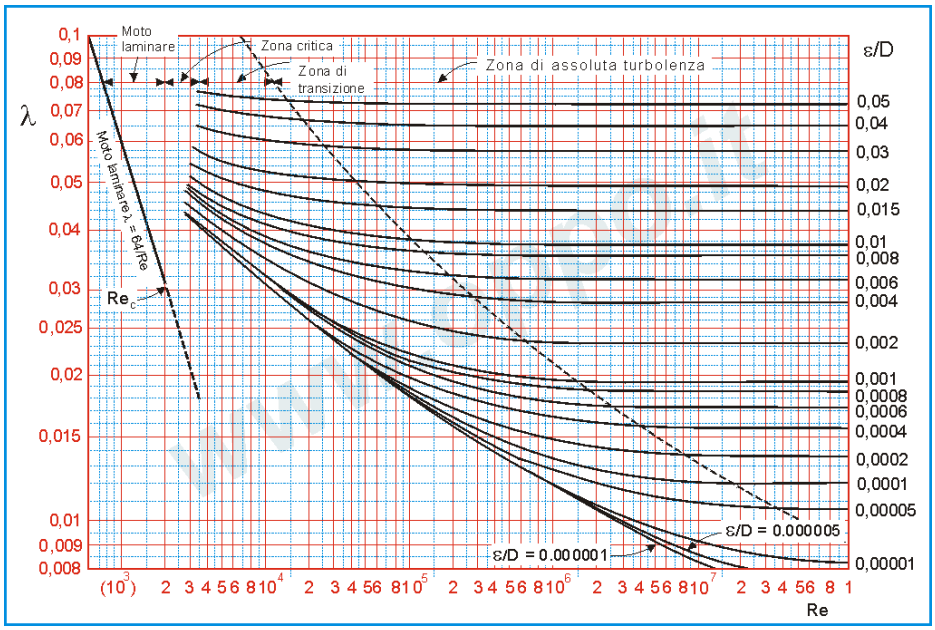
avendo indicato con ρ densità e μ viscosità dinamica del fluido.

Per il calcolo di λ si può utilizzare la formula di Colebrook-White dove D è il diametro della condotta e ε è la scabrezza relativa.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left(\frac{2{,}51}{R_e \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon / D}{3{,}71}\right)$$

Tale relazione risulta rappresentata nel diagramma logaritmico di Moody, di seguito riportato:

S.A.G.I. s.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
Via Pasubio,20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax 0735.757580
e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it
STUDIO DUE ESSE DI SONIA STIPA



3.2. Serbatoio

Il raccordo tra l'adduzione e la distribuzione è dato dai serbatoi caratterizzati da una capacità tale da garantire il variabile fabbisogno dell'utenza, erogando o invasando portata in funzione della domanda. I serbatoi hanno dunque la duplice funzione di compensazione e di riserva. Il volume di compenso permette di soddisfare le richieste variabili che eccedono la portata di afflusso al serbatoio. Il volume di riserva è, invece, accumulato per far fronte ad eventuali interruzioni dell'afflusso ed alle maggiori richieste in rete che si possono avere in caso di incendio.

Il serbatoio di progetto è dimensionato così come quello esistente con una struttura abbassata di quota e mitigata ai fini dell'impatto paesaggistico.

Si tratta di un serbatoio a terra, collocato in posizione dominante rispetto al centro da servire.

3.2.1. Valutazione del volume di progetto del serbatoio

Per dimensionare il serbatoio è necessario stimare il volume V_c di compenso e quello V_r di riserva (in caso di interruzione del rifornimento) e quello V_i a scopo antincendio, per cui si avrà $V_{tot} = V_c + V_r + V_i$.

La capacità di compenso V_c necessaria può essere determinata con un criterio di carattere semiempirico, in base al quale deve essere di norma compresa tra il 15% e il 33% del volume d'acqua V_g richiesto dalla rete di distribuzione idrica nel giorno di massimo consumo (con le % maggiori per

S.A.G.I. s.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria
Via Pasubio,20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax 0735.757580
e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it
STUDIO DUE ESSE DI SONIA STIPA

i centri abitati più piccoli), nel caso di adduzione a gravità; mentre nel caso di adduzione con sollevamento è opportuno considerare una percentuale maggiore.

Considerando ad esempio il 25% del V_{gmax} (ossia il volume corrispondente all'erogazione in 6 h della portata media Q_g del giorno di massimo consumo), la capacità di compenso V_c risulta pari a:

$V_c=0.25 \cdot V_{gmax}=0.25 \cdot 86.4 \cdot Q_g \ [m^3]$

Il volume V_r è funzione della prevedibile durata di eventuali interruzioni dell'adduzione a cui si intende sopperire.

Il volume V_i si può considerare trascurabile rispetto al volume di compenso e/o riserva di centri abitati di non modesta entità.

3.2.2. Configurazione delle vasche del serbatoio

Il serbatoio è articolato in due vasche di ugual forma e dimensioni, al fine di soddisfare il fabbisogno idrico rispetto alle variazioni nei diversi periodi dell'anno ed eseguire le opportune e necessarie operazioni di manutenzione e pulizia senza dover interrompere l'esercizio dell'impianto.

Le vasche sono suddivise per mezzo di setti longitudinali che poggiano sulla platea di fondazione e sostengono la copertura che presentano a loro volta dei vani di passaggio al piede per agevolare il movimento dell'acqua.

Tra le pareti delle vasche e le pareti perimetrali della costruzione bisogna prevedere un'intercapedine per l'isolamento termico del serbatoio e consentire l'ispezione dello stato e della tenuta delle pareti delle vasche.

3.2.3. Camera di manovra

Nella camera di manovra sono installati i collegamenti e le apparecchiature idrauliche di manovra, misura e regolazione dei flussi.

La camera di manovra deve essere caratterizzata da accessi e da spazi adeguati alle necessarie operazioni di manutenzione ed eventuale rimozione/sostituzione delle apparecchiature interne.

3.2.4. Apparecchiature sulla condotta di ingresso e di uscita

Sulla condotta di ingresso deve essere prevista:

- l'installazione di un'apparecchiatura di regolazione della portata;
- l'installazione di un misuratore della portata;
- il sezionamento (in caso di adozione di sfioro di sicurezza unico a servizio di entrambe le vasche, sulla tubazione di arrivo allo sfioratore non va previsto alcun sezionamento);
- l'installazione di una valvola di sezionamento a galleggiante con relativo filtro a Y (che chiude l'alimentazione delle vasche al raggiungimento del livello di sfioro del serbatoio);
- l'installazione di giunti di smontaggio.

Lo sbocco all'interno delle vasche sarà previsto sopra o sotto il massimo livello a seconda delle condizioni di funzionamento idraulico previste per l'adduzione.

Sulla condotta di uscita deve essere prevista:

- l'installazione di apparecchiature di intercettazione per ogni vasca;
- l'installazione di un misuratore di portata;
- l'installazione di un dispositivo di chiusura (valvola a sgancio automatico) in caso di velocità eccessive per rotture a valle;
- l'installazione di giunti di smontaggio.

In ogni vasca deve essere prevista la misura del livello idrico.

3.2.5. Dispositivo di sfioro

Il dispositivo di sfioro di sicurezza di troppo pieno delle vasche è generalmente dato da un ciglio libero sfiorante alla quota del massimo livello idrico di accumulo, di lunghezza adeguata al livello idrico massimo assoluto raggiungibile.

L'acqua sfiorata viene raccolta in una canaletta retrostante, da cui con un discendente verticale viene convogliata al sistema di allontanamento delle acque di scarico al fondo della camera di manovra.

3.2.6. Sistema di svuotamento delle vasche

Lo svuotamento delle vasche è realizzato sezionando le tubazioni in ingresso e continuando ad alimentare l'uscita e/o aprendo lo scarico di fondo. Lo scarico di fondo è un tronchetto di tubazione posto nel punto più basso della vasca necessario per effettuare lo svuotamento delle vasche e

consentire le operazioni di manutenzione e/o pulizia. Le portate scaricate attraverso lo scarico di fondo devono essere raccolte e convogliate al sifone generale.

3.2.7. Accesso ed areazione delle vasche

Al fine di garantire le operazioni di pulizia e/o di manutenzione, deve essere possibile accedere all'interno delle vasche con porte e/o passi d'uomo di dimensioni adeguate al passaggio di personale, materiali e attrezzature di lavoro.