

2 Acquedotti

Le reti di distribuzione di acqua potabile delle grandi città sono di notevole importanza e hanno il compito di assicurare la continuità e la qualità della fornitura. Il progetto di un acquedotto deve comprendere:

- La valutazione della portata necessaria alla fornitura di acqua per tutti gli utenti;
- La localizzazione dell'opera di captazione;
- Il progetto di un serbatoio di accumulo di volume adeguato;
- Il progetto della rete di distribuzione.

2.1 Dotazione idropotabile

La valutazione del fabbisogno idropotabile di una città non è un compito semplice in quanto i consumi sono influenzati da diversi fattori, tra i quali, in primo luogo, l'entità della popolazione servita e il suo tenore di vita, il clima, la tipologia edilizia, la presenza di attività turistiche, di giardini, della tariffazione ecc.

Per stabilire il fabbisogno idropotabile di un comune, espresso in $\frac{\text{litri}}{\text{abitante giorno}}$, si valutano, generalmente, la dotazione unitaria (media annua) e la popolazione prevista nell'arco della durata dell'opera (che di solito si considera cinquantennale).

La dotazione unitaria si può stimare in base a tabelle che riportano la quantità di acqua consumata da ogni singola attività presente nel comune. Un altro metodo è quello su base statistica che fornisce la dotazione unitaria in funzione della popolazione N e di due coefficienti d_0 e α che sono stati stimati da ogni regione su base statistica:

$$d = d_0 N^\alpha$$

La dotazione non si mantiene però costante nell'arco della vita tecnica dell'acquedotto. Per questo si può stimare la dotazione al tempo t mediante la formula:

$$d_t = d_0 (1+r^*)^{t-t_0}$$

In cui d_0 è la dotazione della messa in esercizio, r^* è un parametro che si deve stimare in base agli standard di vita e alla zona geografica di collocazione dell'opera. Può quindi essere positivo o negativo in base alle previsioni future.

La conoscenza della dotazione media annua unitaria permette la stima del consumo medio annuo totale e della portata media annua. A quest'ultimo valore, sono legati, mediante coefficienti empirici, i valori di portata media e massima mensile, giornaliera e oraria.

Ad esempio, le portate di massimo consumo mensile, giornaliera e oraria si possono calcolare conoscendo la portata media annua e i valori assunti dai seguenti coefficienti:

$$k_m = \frac{Q_m}{Q_{ma}}$$

$$k_g = \frac{Q_g}{Q_{ma}}$$

$$k_h = \frac{Q_h}{Q_{ma}}$$

Tabella 2.1

	k_m	k_g	k_h
■ Grandi agglomerati	1,1	1,2	1,3
■ Città medie	1,2	1,5	2,5
■ Piccoli centri rurali	1,3	2-3	4-6

La portata massima giornaliera servirà a progettare la rete di distribuzione, mentre la portata massima media giornaliera per il dimensionamento della condotta di adduzione al serbatoio. Si osserva inoltre che nella realtà i consumi non sono distribuiti uniformemente nell'arco della giornata, del mese o dell'anno, ma sono concentrati in momenti determinati a causa della contemporaneità dell'utilizzo di acqua da parte delle utenze.

2.2 Condotta di adduzione e serbatoio di compenso

Innanzitutto, si deve notare come esistano diverse fonti di approvvigionamento:

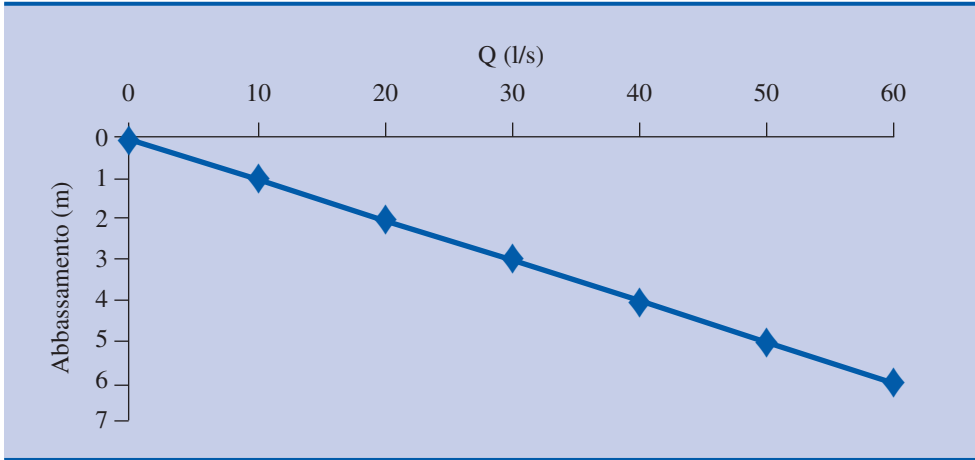
- Le sorgenti: queste non hanno bisogno di impianto di potabilizzazione;
- Le acque superficiali: necessitano indubbiamente di depurazione;
- Le acque sotterranee: per le quali la possibilità di trovare acqua potabile fa sì che ci si debba spingere al secondo acquifero confinato.

Se si considera la possibilità di emungimento di acqua da pozzo, si devono innanzitutto definire le caratteristiche dell'acquifero. Se il pozzo si trova in un acquifero artesianesimo è necessaria una sola prova di pozzo in quanto la relazione tra portata e abbassamento dell'acqua nel pozzo è lineare. Se invece è freatico, allora saranno necessarie più prove.

La zona limitrofa alla fonte di approvvigionamento deve essere opportunamente protetta da tutte le possibili fonti di inquinamento.

Conosciuta la portata massima giornaliera ci si appresta al dimensionamento della condotta di adduzione e alla capacità del serbatoio. Il serbatoio di approvvigionamento di solito si trova in posizione elevata rispetto alla rete e in modo che il moto avvenga per gravità. Piccoli acquedotti possono non essere dotati di serbatoio di accumulo e allora l'immissione in rete avviene direttamente dalla pompa. In questo caso si deve prevedere l'inserimento di una opportuna cassa d'aria in modo da attenuare le sovrap-

Figura 2.1 - Esempio di curva di pozzo di acquifero artesiano.



pressioni di colpo d'ariete. Per lo stesso motivo, una cassa d'aria deve essere prevista anche nel caso la condotta di adduzione al serbatoio sia molto lunga in modo da fungere da ammortizzatore elastico alle oscillazioni di pressione.

2.2.1 Condotta di adduzione

Il progetto della condotta di adduzione avviene applicando il principio di mitizzazione degli oneri annui di gestione e costruzione, che si traduce nella relazione:

$$r \cdot c_t + c_E \cdot E_P = \min$$

in cui r è la rata annua di ammortamento del costo di costruzione, c_t è il costo della tubazione, c_E è il costo medio dell'energia elettrica al kWh, E_P è l'energia dissipata all'anno.

L'equazione sopra riportata può essere risolta sia analiticamente che graficamente per determinare il diametro più conveniente per la costruzione della condotta di adduzione.

Nel caso di installazione di impianti di pompaggio si possono eseguire i calcoli anche per diverse ipotesi di pompaggio. Si può infatti valutare la possibilità di utilizzare le pompe soltanto nelle ore notturne in modo da avere costi dell'energia elettrica inferiori, sebbene la portata sarà superiore. Infine si confronteranno i risultati ottenuti e si sceglierà la soluzione che si ritiene migliore. Si osserva che non si ritiene una buona soluzione effettuare un pompaggio per 24 ore continue in quanto è utile avere qualche ora libera per effettuare la necessaria manutenzione.

Per quanto riguarda il tracciato della condotta di adduzione, si dovrà fare in modo che:

- le tubazioni siano fatte passare, per quanto possibile, al di sotto della viabilità pubblica; inoltre si cerca un percorso esterno al centro abitato;
- dove occorresse attraversare la ferrovia, è preferibile agganciare le tubazioni ai viadotti già esistenti;
- nei punti in cui si rendesse necessario attraversare proprietà private, sarebbe necessaria un'analisi catastale in modo da seguire i confini delle proprietà;

La condotta, compatibilmente con tali vincoli, dovrà seguire il percorso più breve e rettilineo possibile.

Si riporta ora un esempio di dimensionamento della condotta di adduzione di un acquedotto.

2.2.1.1 Esempio di calcolo

Si deve dimensionare la condotta di adduzione di un acquedotto supponendo che abbia pompaggio per nove ore consecutive durante la notte. Per stimare il diametro della condotta si tengono conto degli oneri riguardanti la stessa e il costo dell'energia elettrica.

I dati noti necessari ad effettuare il dimensionamento, relativi alla configurazione delle caratteristiche della zona, sono i seguenti:

- lunghezza della condotta di adduzione: $L_c = 2580$ m;
- quota del serbatoio: $Q_a = 363,2$ m;
- quota del pozzo: $Q_p = 216,3$ m;
- portata nel giorno di massimo consumo: $Q_{gmax} = 150$ l/s;
- livello piezometrico statico: 70 m dal p.c.;
- diametro della condotta all'interno del pozzo: $D_p = 0,4$ m.

Come già accennato, il dimensionamento avviene cercando di minimizzare gli oneri di costruzione e quelli relativi alla gestione energetica dell'opera. Si rende minima la seguente relazione:

$$r \cdot C_c + C_E \cdot E_p = \min$$

dove:

r è il tasso di ammortamento annuo del costo di costruzione, pari all'8%;

C_c è il costo della condotta di adduzione e si può esprimere come:

$$C_c = \beta \cdot k \cdot (L_p \cdot D_p^\alpha + L_c \cdot D_c^\alpha)$$

in cui:

β rappresenta il costo accessorio aggiuntivo che risulta essere pari 1.6 se $D_c < 400$ mm oppure 1.8 se $D_c > 400$ mm.;

k è il costo unitario;

$\alpha = 1,4$.

C_E è il costo medio dell'energia, che varia a seconda che si considerino le ore piene di maggior consumo o quelle vuote di minimo consumo .

E_p rappresenta l'energia di pompaggio:

$$E_p = W_p \cdot n = \frac{9,8 \cdot Q \cdot n \cdot H_p}{\eta}$$

con:

W_p = potenza della pompa;

n = numero di ore di funzionamento in un anno;

Q = portata relativa alle ore di funzionamento;

H_p =prevalenza della pompa = $H_g + i_p L_p + i_c L_c$;

H_g = dislivello geodetico;

i = cadente piezometrica = $\frac{\beta^* \cdot Q^2}{D^{5.33}}$;

η = rendimento della pompa = 0.7.

Inserendo le relazioni appena descritte nell'espressione che minimizza il costo e imponendo uguale a zero la sua derivata prima, si ottiene il diametro teorico della condotta di adduzione D_C :

$$D_C = \left(\frac{9,8 \cdot n \cdot \beta^* \cdot C_E \cdot Q^3 \cdot 5.33}{\eta \cdot \alpha \cdot \beta \cdot r \cdot k} \right)^{\frac{1}{6.73}} \quad (\#)$$

Il diametro commerciale di progetto verrà scelto a seconda dei valori disponibili sul mercato più prossimi a quello trovato mediante la formula sopra indicata.

Si deve ricavare innanzi tutto il valore della portata Q circolante nella condotta di adduzione. In questo caso, sapendo che la portata massima giornaliera vale 150 l/s:

$$Q = Q_{gmax} \frac{24}{9} = 400 \text{ l/s}$$

Il pompaggio avviene durante le ore vuote e per questo il costo dell'energia C_E sarà pari a 0.026 €/kWh.

La cadente piezometrica i_p è calcolata pari a 0.042:

$$i_p = \frac{\beta^* \cdot Q^2}{D^{5.33}} = \frac{0.002 \cdot 0,4^2}{D^{5.33}} = 0.042$$

ed inoltre: $\eta=0.7$; $\beta=1.8$; $r=8\%$.

Utilizzando la formula precedentemente citata (#), si ottiene il diametro teorico:

$$D_{C_{teorico}} = 524 \text{ mm.}$$

Si adatterà pertanto un diametro commerciale $D_C = 500 \text{ mm}$.

Conoscendo:

$L_p = 70 \text{ m}$ (profondità falda in quiete) + 40 m (abbassamento dovuto al pompaggio) + 20 m (ulteriore abbassamento adottato per impedire che la pompa aspiri aria) = 130 m

■ $D_p = 400 \text{ mm}$;

■ $L_C = 2580 \text{ m}$;

■ $D_C = 500 \text{ mm}$;

Si ricava il costo della condotta di adduzione per questa ipotesi di pompaggio:

$$C_c = \beta \cdot k \cdot (L_p \cdot D_p^\alpha + L_c \cdot D_c^\alpha) = 565.634 \text{ €}$$

Esiste anche un metodo grafico per eseguire gli stessi calcoli e che consiste nel diagrammare gli oneri di costruzione e di gestione della condotta e l'onere totale (somma dei due prima citati), in funzione del diametro della condotta. Il diametro da adottare nella progettazione è quello per cui si ha il minimo valore di onere totale.

La formula utilizzata per calcolare l'onere annuo di costruzione è la seguente:

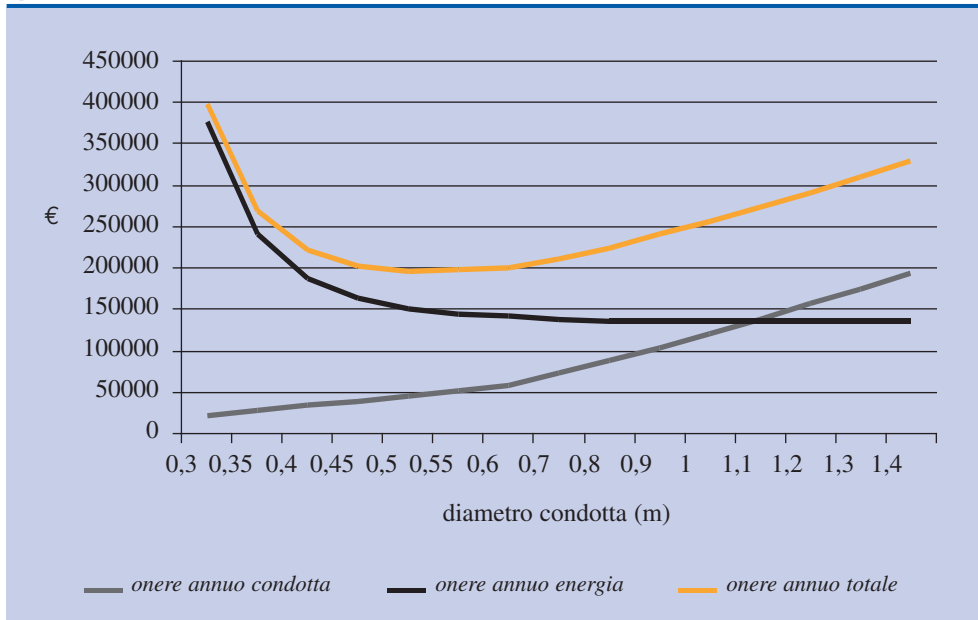
$$C_c = \beta \cdot k \cdot (L_p \cdot D_p^\alpha + L_c \cdot D_c^\alpha)$$

L'onere di gestione è invece rappresentato dalla spesa totale annuale per l'energia necessaria al pompaggio:

$$C_E = c_E \cdot E_P = c_E \cdot W_P n = c_E \cdot \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_P}{\eta} \cdot n$$

La figura 2.2 mostra l'applicazione del suddetto metodo.

Figura 2.2



La condotta di adduzione deve sempre essere anche verificata per il colpo d'ariete sia per sovrappressioni positive che negative.

2.2.2 Serbatoio di compenso giornaliero

Per effettuare il progetto del serbatoio di compenso giornaliero, si devono stabilire sia la sua quota che la sua capacità.

Sia per problemi costruttivi, che idraulici, i serbatoi si progettano considerando una variazione massima di livello nel serbatoio di 3-5 metri.

Per definire la quota, si considera il punto della rete idraulicamente più disagiato. La quota del serbatoio sarà:

$$h_s = h + \Delta y + \Delta z$$

in cui Δy è la perdita i carico globale nella rete considerato di circa 15-20 m, Δz è la variazione massima di livello nel serbatoio, h è il carico piezometrico nel punto più disagiato della rete:

$$h = a + \Delta y_i + \frac{P_r}{\gamma}$$

a è la quota dell'utilizzazione più elevata, Δy_i sono le perdite di carico all'interno del fabbricato (circa 10 m) e P_r/γ è il carico minimo che deve essere presente per avere il funzionamento dell'utenza (5 metri).

Una volta stabilita la quota del serbatoio, si determina la capacità di compenso. Conosciuti i volumi d'acqua in arrivo al serbatoio V_A e defluiti nel tempo V_D in base ai fabbisogni giornalieri, si esegue il calcolo della capacità necessaria ad effettuare le regolazioni C:

$$C = |(V_A - V_D)_{\max}| + |(V_A - V_D)_{\min}|$$

A questo valore va aggiunto il volume d'acqua che deve essere disponibile per antincendio e il volume tecnico da destinare all'aria.

Esempio di calcolo

Si consideri un serbatoio che riceve in ingresso 400 l/s per nove ore giornaliere. Come si è già detto, per il calcolo della capacità utile del serbatoio bisogna tener conto dei volumi affluiti e defluiti in esso nel corso delle 24 ore.

I volumi defluiti sono calcolati come:

$$Q_{out} = k_h * Q_{gmax}$$

In particolare bisogna considerare la differenza massima e quella minima, in valore assoluto: sommandole si ottiene la capacità C_u .

La capacità antincendio, necessaria a garantire la portata all'idrante per tre ore consecutive, è valutata con la formula di Conti:

■ portata antincendio:

$$Q_A (l/s) = 6 \cdot \sqrt{\frac{N_{futura}}{1000}} = 37,3 \text{ con } N_{futura} \text{ di circa } 38000 \text{ abitanti}$$

■ capacità antincendio:

$$C_A (m^3) = 3 \cdot Q_A \cdot 3,6 = 403 \text{ m}^3$$

Per evitare variazioni elevate di carico nella rete, il serbatoio è progettato in modo da ripartire la capacità giornaliera su 4 m di altezza.

Si possono calcolare le variazioni di volume ottenendo:

$$|(V_{in} - V_{out})_{\max}| = 8523 \text{ m}^3$$

$$|(V_{in} - V_{out})_{\min}| = 3051 \text{ m}^3$$

Quindi:

$$C_U = |(V_{in} - V_{out})_{max}| + |(V_{in} - V_{out})_{min}| = 11574 \text{ m}^3$$

La capacità antincendio è $C_A = 403 \text{ m}^3$, perciò la capacità del serbatoio risulta essere:

$$C = 11574 + 403 = 11977 \text{ m}^3.$$

I parametri costruttivi del serbatoio sono, prevedendo dei franchi d'aria per un'altezza totale di 1,5 m per garantire l'ossigenazione e mantenere costante la temperatura dell'acqua:

- altezza interna del serbatoio = $4 + 1,5 = 5,5 \text{ m}$
- area di base del serbatoio cilindrico = $C/4 = 11977/4 = 2994 \text{ m}^2$
- raggio interno del serbatoio = $30,8 \text{ m}$.

2.3 Rete di distribuzione

La rete di distribuzione, che generalmente corre sotto i semini stradali, può seguire diverse tipologie:

1. rete ramificata aperta: questo schema può essere applicato nel caso di centri urbani di modeste dimensioni o a prevalente sviluppo longitudinale (come ad esempio lungo le coste);
2. rete a maglie chiuse: questo schema è quello idraulicamente e funzionalmente migliore in quanto, dal punto di vista idraulico, si ha un equilibrio della rete che si esplica con la presenza di un cielo piezometrico uniforme, mentre dal punto di vista del funzionamento, questa soluzione è quella che garantisce l'approvvigionamento idrico anche in caso di guasto su di un ramo;
3. rete mista: è quella che si realizza in pratica, a causa dei continui ampliamenti dei centri abitati.

I requisiti ottimali che una rete deve soddisfare, una volta progettata, sono i seguenti:

- la massima oscillazione del carico piezometrico non deve superare i 15-20 metri, cioè, con la notazione spiegata precedentemente:

$$\Delta y + \Delta z = 15 - 20 \text{ metri}$$

- il carico piezometrico minimo h deve essere pari alla quota dell'utenza più disagiata a a cui sommare perdite di carico massime di 15 m:

$$h = a + 15 \text{ metri}$$

In condizioni eccezionali, ad esempio in caso di incendio h può avere un valore compreso tra 5 e 10 metri.

- Il carico piezometrico massimo non deve superare 45-50 metri. Nel caso in cui non si riesca a garantire questa condizione, si deve inserire una valvola riduttrice di pressione.

2.3.1 Progettazione della rete

Per effettuare la progettazione di una rete di approvvigionamento idrico si devono in primo luogo valutare le portate circolanti di ciascun ramo in base alla zonizzazione

della città, cioè considerando il numero di abitanti da rifornire mediante quel ramo della rete.

La portata di competenza Q_{comp} è definita come il prodotto della portata specifica q_s per la popolazione servita n , facendo riferimento all'ultimo anno di vita tecnica dell'acquedotto:

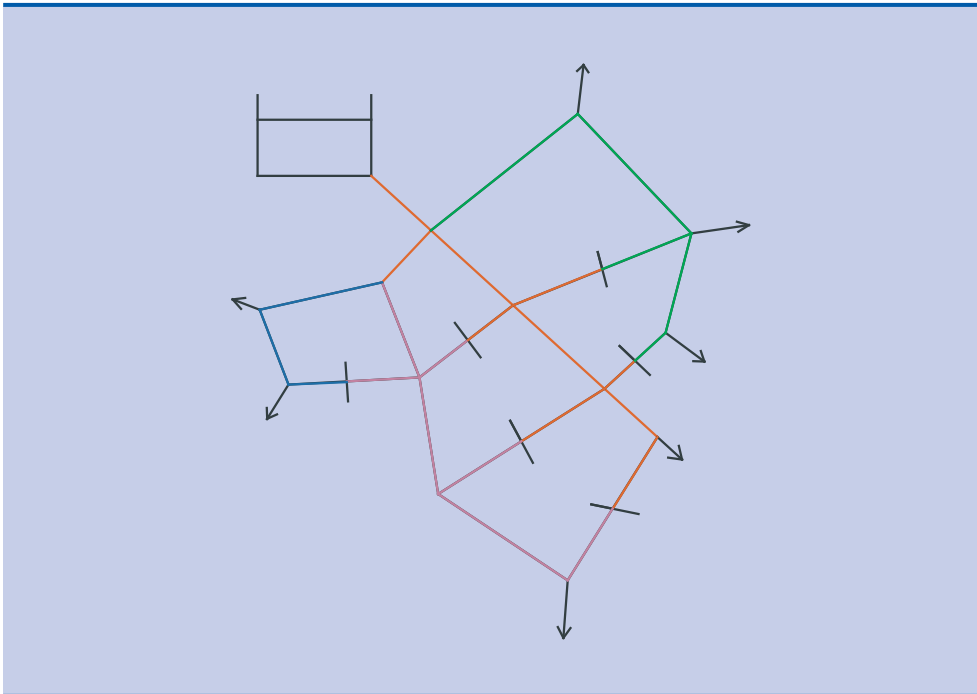
$$Q_{comp} = q_s n$$

In realtà questa non è la portata circolante nel ramo.

Ogni rete, anche quelle a maglie chiuse, viene divisa generando tante reti ramificate aperte. Si considera inoltre l'ipotesi semplificativa che la portata di competenza non venga distribuita uniformemente lungo il ramo, ma che si suddivida a metà per nodo (estremità). Così si potrà affermare che la portata circolante in ogni ramo sarà data dalla somma della portata di competenza di tutti i rami a valle e di metà della sua portata di competenza:

$$Q_{circ,i} = Q_{comp \text{ tratti a valle}} + \frac{1}{2} Q_{comp,i}$$

Figura 2.3



Si individua la direzione di flusso dell'acqua nella ramificazione, quindi, partendo da valle e andando verso monte, si calcolano le portate circolanti per ciascun tratto della ramificazione secondaria. Determinate le portate circolanti per le ramificazioni secondarie è possibile calcolare quella per la ramificazione principale, essendo così note le portate di competenza di tutti i tratti a valle del punto di innesto considerato.

Il calcolo dei diametri teorici e reali viene effettuato in prima istanza considerando la rete ramificata aperta che si può ottenere da quella a maglie chiuse effettiva dell'acquedotto progettato.

I diametri teorici, per ogni ramificazione, si possono calcolare con la formula:

$$D_{i,t} = \left[\frac{\alpha \cdot \beta \cdot \Sigma (Q_j^{1/3,165} \cdot L_j)}{Y} \right]^{1/5,33} \cdot Q_j^{1/3,165}$$

in cui:

- $D_{i,t}$ è il diametro teorico del tratto i-esimo (m);
- α è un coefficiente correttivo in quanto si ipotizza che le portate siano concentrate ai nodi ed è pari a 1,1;
- β è il coefficiente di scabrezza per tubi usati;
- Q_j è la portata circolante nei tratti che costituiscono l'asta principale a cui appartiene il tronco i-esimo (m^3/s);
- L_j è la lunghezza dei tratti dell'asta principale della ramificazione (m);
- Q_i è la portata circolante nel tratto i-esimo (m^3/s);
- Y è la perdita di carico relativa al punto più disagiato.

La perdita di carico nel punto più disagiato Y si calcola in modo diverso a seconda della ramificazione considerata.

Se si considera la ramificazione principale che parte dal serbatoio:

- $Y = (\text{quota minima del serbatoio}) - (\text{quota geodetica del punto}) - (\text{altezza del carico})$.

Per le altre ramificazioni invece:

- $Y = (\text{carico punto di innesto nella ramificazione di ordine superiore}) - (\text{quota geodetica del punto}) - (\text{altezza del carico})$.

L'altezza del carico si ottiene sommando l'altezza a dell'utilizzazione più alta della zona in esame, delle perdita interne della rete dei fabbricati e del carico aggiuntivo necessario affinché l'utilizzazione possa funzionare.

Il diametro ottenuto da calcolo è teorico e per questo si scelgono successivamente i diametri commerciali più vicini a quelli calcolati approssimando per eccesso e per difetto in modo da compensare approssimativamente i risultati.

Nelle aste secondarie è necessario innanzi tutto calcolare il carico minimo del punto di innesto dell'asta secondaria in esame sull'asta principale mediante la formula:

$$\Delta Y_i = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot Q^2}{d_{i, reale}^{5,33}} \cdot L_j$$

$$h_{i, min} = h_{i-1, min} - \Delta Y_i$$

Si può quindi effettuare il calcolo delle perdite di carico Y_i relative al punto più sfavorevole di ogni diramazione secondaria, che coincide con il nodo di coda o con la sezione neutra del tratto tagliato:

$$Y_i = (h_{i, min}) - (Q_{gj}) - (\text{altezza del carico})$$

dove con Q_{gj} si intende la quota geodetica del punto di coda.

Nei tronchi tagliati, la quota della sezione neutra è considerata uguale a quella del nodo di coda, la portata circolante è supposta pari all'intero tratto e la lunghezza pari alla metà dell'intero tratto.

Si può quindi calcolare il diametro di ogni diramazione con la formula:

$$D_{i,t} = \left(\frac{\alpha \cdot \beta \cdot Q_i^2 \cdot L_j}{Y_i} \right)^{1/5,33}$$

Una volta ottenuti tutti diametri, si può procedere alla verifica delle condizioni di buon funzionamento della rete. Per effettuare questa verifica si devono calcolare i carichi ad ogni nodo della rete.

Le perdite di carico nella rete ramificata si calcolano applicando la legge di Chezy, ottenendo per ogni tratto le cadenti piezometriche e quindi le perdite massime e minime:

$$i_{i,\min} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot Q_{i,\min}^2}{D_{i, reale}^{5,33}}$$

$$\Delta Y_{i,\min} = i_{i,\min} \cdot L_i$$

$$i_{i,\max} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot Q_{i,\max}^2}{D_{i, reale}^{5,33}}$$

$$\Delta Y_{i,\max} = i_{i,\max} \cdot L_i$$

I valori trovati in precedenza permettono di calcolare la quota piezometrica massima e minima dei singoli nodi della rete aperta, data dalla differenza tra la quota piezometrica del nodo precedente e la perdita di carico tra i due nodi:

$$h_{i,\min} = h_{i-1, \min} - \Delta y_{i,\max}$$

$$h_{i,\max} = h_{i-1, \max} - \Delta y_{i,\min}$$

I carichi piezometrici massimi e minimi ai singoli nodi si calcolano eseguendo la differenza tra la quota piezometrica nel nodo e la rispettiva quota geodetica:

$$C_{i,\min} = h_{i,\min} - Q_{gi}$$

$$C_{i,\max} = h_{i,\max} - Q_{gi}$$

L'oscillazione della piezometrica ai singoli nodi si calcola, in modo da verificare l'andamento della stessa nel tempo, come:

$$\Delta C_i = C_{i,\max} - C_{i,\min}$$

Le considerazioni effettuate fin'ora sono stati eseguite su una rete aperta, ottenuta sezionando in alcuni punti, detti 'neutri', la rete a maglie chiuse progettata. Occorre quindi verificare che i diametri e le portate circolanti, calcolate mediante la rete aperta, siano congruenti anche per la rete chiusa. In particolare, deve risultare che la rete a maglie chiuse sia bilanciata. Il bilanciamento della rete implica:

- la validità dell'equazione di continuità ad ogni nodo della rete (la somma delle portate entranti ed uscenti deve essere uguale);
- la somma delle perdite di carico sulla generica maglia sia uguale a zero, dato un verso di percorrenza.

Si nota che esiste un solo insieme di portate, dette di 'equilibrio', che sono congruenti sia per la continuità, che per le quote piezometriche.

Il metodo di bilanciamento che verrà in seguito descritto è quello di Hardy - Cross di bilanciamento dei carichi.

Il metodo prevede:

1. L'individuazione delle maglie sulle quali eseguire il bilanciamento dei carichi;
2. La definizione un verso di percorrenza delle maglie (ad esempio quello orario);
3. L'assunzione che nei singoli tronchi circolino le portate valide per la rete ramificata aperta. La validità dell'equazione di continuità in ogni nodo è assicurata considerando la portata distribuita a ogni nodo dall'acquedotto. Nei tratti comuni a due maglie la portata assume versi opposti, quindi avrà segno diverso;
4. Si considera l'equazione di bilanciamento dei carichi di Hardy - Cross:

$$\sum_{i=1}^{n^{\circ} \text{ tronchi}} \Delta h_i = \sum_{i=1}^{n^{\circ} \text{ tronchi}} |r_i \cdot Q_i| \cdot Q_i = 0$$

in cui:

- Δh_i è la perdita di carico nel tronco i-esimo;
- Q_i è la portata circolante nel tronco i-esimo corretta. Può essere scritta come somma della portata di primo tentativo Q_i' e la portata di correzione q_c :

$$Q_i = Q_i' + q_c$$

$$r_i = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{l_i}{d_i^{5.33}}$$

con $\alpha=1.1$ fattore correttivo che tiene conto della semplificazione di considerare le portate distribuite ai nodi, β è il coefficiente di scabrezza dei tubi usati, l_i è la lunghezza del tronco i-esimo, d_i è il diametro del tronco i-esimo.

5. L'espressione precedentemente scritta non risulta verificata per nessuno dei nodi, se calcolate con le portate e i diametri considerati nel calcolo della ramificata aperta. Per questo si applicano correzioni successive date dall'espressione:

$$q_c = \frac{\sum_{i=1}^{n^{\circ} \text{ tronchi}} |r_i \cdot Q_i| \cdot Q_i}{2 \cdot \sum_{i=1}^{n^{\circ} \text{ tronchi}} |r_i \cdot Q_i|}$$

La portata di correzione così ottenuta per ogni tronco delle maglie deve essere sommata algebricamente i tronchi comuni a due maglie per ottenere la nuova portata circolante.

6. Ottenute le nuove portate circolanti si verifica nuovamente il bilanciamento dei carichi e si effettua, se necessario, una successiva iterazione (calcolo delle q_c). Le iterazioni sono eseguite finché su ogni maglia la portata di correzione tende a zero.

Ottenute le nuove portate di circolazione e i relativi diametri, si effettua nuovamente il calcolo del cielo piezometrico per le portate orarie massima e minima (30% della massima). A questo punto è possibile verificare i requisiti di buona progettazione.

2.4 Ancoraggi

Le giunzioni a bicchiere con guarnizione elastomerica non possono reagire alla spinta dovuta alla pressione che viene esercitata nelle testate e nelle curve. Queste forze dovranno essere annullate con blocchi di ancoraggio adatti a distribuire le spinte sulle pareti dello scavo.

La spinta ha il seguente valore:

$$F = K p S$$

Dove:

- $K=1$ per le estremità e per i T a 90° ;
- $K=1,414$ per le curve a 90° ;
- $K=0,766$ per le curve a 45° ;
- p è la pressione interna massima di prova in kgf/cm^2 ;
- S è la sezione interna del tubo in cm^2 , è la sezione delle derivazione per i T ridotti in cm^2 , è la differenza delle sezioni per le riduzioni in cm^2 .

La reazione di spinta del terreno è data da:

$$B = K_1 H S_1$$

Il coefficiente K_1 dipende dalla natura del terreno (vedi tabella 2.2).

H è la profondità di interramento commisurata rispetto all'asse mediano del tubo in metri.

- S_1 è la sezione di appoggio $L \times h$ in m^2 , essendo L la lunghezza del massello di ancoraggio, h l'altezza del massello di ancoraggio.

Tabella 2.2 - Valori del coefficiente K_1

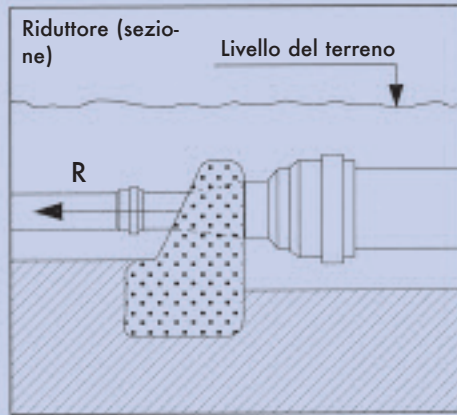
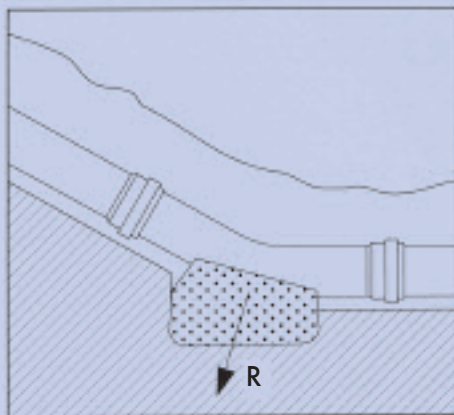
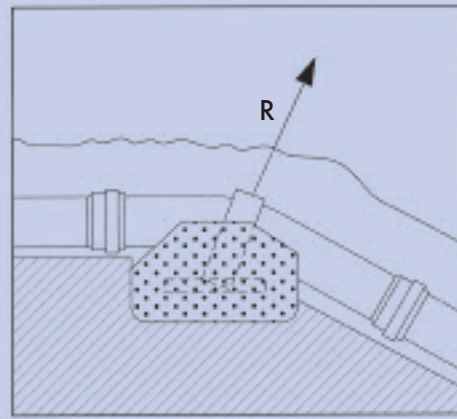
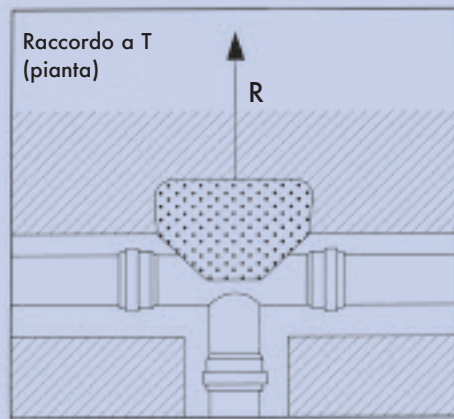
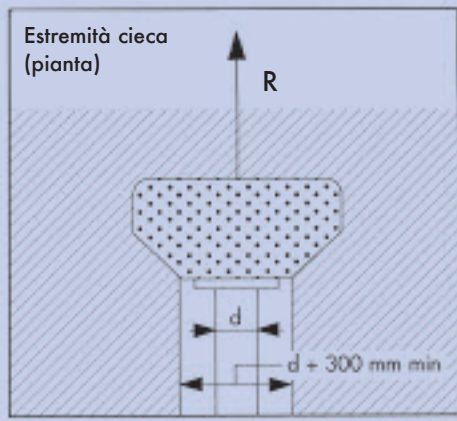
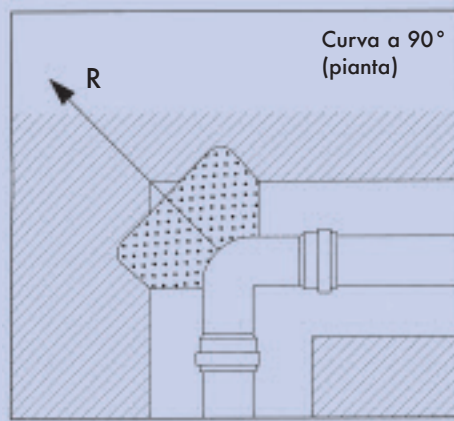
Terreno	K_1 (kg/m^3)
■ Sabbia argillosa	3000
■ Terreni di media compattezza	5000
■ Sabbia o ghiaia	6000

Affinché l'ancoraggio sia verificato deve valere:

$$B \geq 1,5F$$

Si osserva che per le curve a grande raggio ottenute per la flessibilità del tubo di PVC le spinte sono in generale assorbite dal materiale di riempimento (rinterro).

Figura 2.4



2.5 Gamma prodotti

2.5.1 Tubazioni



<i>Tipo tubazione</i>	<i>DN esterno (mm)</i>	<i>PN</i>	<i>SDR/spessori (mm)</i>	<i>SERIE S</i>
■ Tubazione secondo UNI EN 1452 con giunzione elastomerica	32-40-50-63-75-90 -110-125-140-160-180 -200-225-250-280-315 -355-400-450-500 -630-710-800-900-1000	6-8*-10 -16-20 -25*	Per DN≤90: 33-21-17-13,6-11 Per DN>90: 40-26-17-13,6	20-16-10 -6,3-5
■ Tubazioni in PVC-O	100-125-150-200-250-300 -	16-25 -		
■ Tubazioni in PVC-A	63-90-110-140-160-200 -250-280-315-355-400 -450-500-630-710	8-10 -12,5- 16	Gli spessori variano tra 3,0 e 33,5 mm	
* = non in Italia				

2.6 Sistemi di tubazioni per l'adduzione d'acqua: Norma UNI EN 1452

La presente scheda riassuntiva intende fornire esclusivamente un sunto delle informazioni di carattere generale sulle varie tipologie e metodologie di prova previste per l'applicazione in oggetto; per informazioni dettagliate sulle tipologie e frequenze di prova o comunque per informazioni di dettaglio si rimanda comunque alle specifiche norme di riferimento in vigore.

- Parte 1: Generalità
- Parte 2: Tubi

- Parte 3: Raccordi
- Parte 4: valvole ed attrezzature ausiliarie
- Parte 5: Idoneità all'impiego del sistema
- Parte 6: Guida per l'installazione
- Parte 7: Guida per la valutazione della conformità

Scopo e campo di applicazione:

la norma specifica gli aspetti generali dei sistemi di tubazioni di poli cloruro di vinile non plastificato (PVC-U) nel campo dell'adduzione dell'acqua ed utilizzabili per gli impieghi seguenti:

- condotte principali e diramazioni interrata;
- trasporto di acqua sopra terra sia all'esterno che all'interno dei fabbricati;
- sotto pressione a circa 20°C (acqua fredda) destinata al consumo umano e per usi generali.

La norma è anche applicabile ai componenti per l'adduzione d'acqua fino a 45°C compresi.

N.B. Le presenti tubazioni hanno anche caratteristiche conformi a quelle prescritte dalla norma UNI 10952 – sistemi di tubazioni per la conduzione di fluidi industriali (ad es. tubazioni antincendio). Si rimanda comunque alle specifiche norme di riferimento per la resistenza chimica dei manufatti (vedere ad esempio UNI ISO TR 7473)

Riferimenti legislativi:

Decreto n.174 del 6 aprile 2004 del ministero della Salute: Regolamento concernente i materiali e gli oggetti che possono essere utilizzati negli impianti fissi di captazione, trattamento, adduzione e distribuzione delle acque destinate al consumo umano;

Decreto Ministeriale del 21.03.73 e successivi aggiornamenti: manufatti plastici destinati a venire in contatto con le sostanze alimentari o d'uso personale (trasporto di fluidi alimentari quali ad esempio latte, vino, succhi di frutta ecc.).

Altri riferimenti:

UNI EN 1622: Determinazione della soglia di odore e sapore (proprietà organolettiche).

La materia prima

Il materiale con cui sono costruite le tubazioni (tubi, raccordi e valvole) deve essere una composizione (compound) di poli cloruro di vinile non plastificato (PVC-U) cui sono aggiunte le sostanze necessarie per facilitarne la produzione.

Nessuno dei componenti plastici e non plastici del sistema (ad esempio guarnizioni, adesivi, lubrificanti ecc.) in contatto permanente o temporaneo deve influenzare negativamente la qualità dell'acqua potabile o costituire un pericolo tossico, organolettico o microbiologico né inficiare le proprietà fisiche, meccaniche e di tenuta del sistema.

È ammesso esclusivamente l'uso di materiale rilavorabile proprio del fabbricante prodotto durante la produzione e proveniente da campioni utilizzati per laboratorio.

Il compound deve essere valutato secondo la norma ISO/TR 9080 metodo II al fine

di determinare la resistenza alla pressione a lungo termine (M.R.S.); tale prova (che è in realtà una serie di prove di resistenza alla pressione interna effettuate a diversi valori di temperatura, sollecitazione e durata) intende verificare la capacità della materia prima (compound) di produrre tubazioni con una vita utile in esercizio di almeno cinquanta anni alla temperatura di 20°C.

La gamma dimensionale (UNI 1452):

La norma prevede tubazioni a giunzione elastomerica, con guarnizioni conformi alla norma EN 681, a giunzione ad incollaggio, a farfalla, a serraggio meccanico ed a giunzione filettata.

Le classi dimensionali delle tubazioni sono (vedere anche premessa nazionale nella parte 2 della UNI EN 1452):

- PN 6 dal DN 40 al DN 1000
- PN 8 dal DN 32 al DN 1000 (solo per mercato estero)
- PN 10 dal DN 32 al DN 800
- PN 12,5 dal DN 25 al DN 630 (solo per mercato estero)
- PN 16 dal DN 20 al DN 500
- PN 20 dal DN 12 al DN 500
- PN 25 dal DN 110 al DN 200 (solo per mercato estero)

Accorpabili nei seguenti:

- gruppi di pressione
 - gruppo 1: PN 6 e 8
 - gruppo 2: PN 10 e 12,5
 - gruppo 3: PN 16, 20 e 25
 - gruppi di diametri
 - gruppo 1 dal DN 12 mm al DN 63
 - gruppo 2 dal DN 75 mm al DN 225
 - gruppo 3 dal DN 250 mm al DN 630
 - gruppo 4 dal DN 710 mm al DN 1000
 - gruppi di figure (raccordi)
 - gruppo 1: curve
 - gruppo 2: gomiti e ti
 - gruppo 3: riduzioni, manicotti e tappi
 - gruppo 4: bocchettoni, collari per flangia, pezzi per adattatori e loro parti
 - gruppo 5: valvole e loro parti
 - gruppo 6: attrezzature ausiliarie e loro parti
- ai fini della verifica della conformità ai requisiti di norma (UNI ENV 1452 parte 7).

Le prove:

TT (prove di tipo) = Prove effettuate per verificare che il materiale, i componenti, il giunto o l'assemblaggio siano adatti a soddisfare i requisiti forniti nella norma.

AT (prove di verifica) = Prove effettuate dall'organismo di certificazione o per suo conto per confermare che il materiale, i componenti, il giunto o l'assemblaggio restino conformi ai requisiti forniti nella norma e per fornire informazioni necessarie a valutare l'efficacia del sistema qualità.

BRT (prove di rilascio del lotto) = Prove effettuate dal fabbricante su una partita di componenti che deve essere completata in modo soddisfacente prima che la partita sia messa in spedizione.

PVT (prove di verifica del processo) = Prove effettuate dal fabbricante sui materiali, componenti, giunti o assemblaggi a intervalli specificati per confermare che il processo continua ad essere in grado di produrre componenti conformi ai requisiti riportati nella norma.

NP = Non previsto

Caratteristiche dei tubi e del materiale (UNI EN 1452-1 e 2)

<i>Prova</i>	<i>Metodo di prova</i>	<i>TT</i>	<i>AT</i>	<i>PVT</i>	<i>BRT</i>
■ Effetto sulla qualità dell'acqua	Disposizioni di legge	NP	X	NP	NP
■ Massa volumica	ISO 1133	NP	X	NP	NP
■ Minimum Strength Required (MRS)*	ISO/TR 9080 metodo II	NP	X	NP	NP
■ Materiale dell'anello di tenuta	UNI EN 681	NP	X	NP	NP
■ Materiale adesivo	Disposizioni di legge e ISO 7387-1	NP	X	NP	NP
■ Aspetto	UNI EN 1452-2	X	X	NP	X
■ Colore	UNI EN 1452-2	X	X	NP	X
■ Dimensioni	UNI EN 1452-2	X	X	NP	X
■ Marcatura	UNI EN 1452-2	X	X	NP	
■ Resistenza all'urto	UNI EN 744	X	X	NP	X
■ Resistenza alla pressione interna - 1h a 20°C (AT-TT-BRT) - 100h a 20°C (AT-TT) - 1000h a 60°C (AT-TT-PVT)	UNI EN 921	X	X	X	X
■ Resistenza a pressione per tubi con bicchiere intero- 1h a 20°C	UNI EN 921	X	X	NP	NP
■ Temperatura di rammollimento (Vicat)	UNI EN 727	X	X	NP	
■ Ritiro longitudinale	UNI EN 743	X	X	NP	X
■ Grado di gelificazione	EN 580	X	X	NP	X
■ Contenuto di cloruro di vinile monomero (VCM)	ISO 6401	X	X	NP	

* = Se esiste una lunga esperienza con il materiale/composizione (compound) tra l'organismo di certificazione e il fabbricante e/o sugli effetti di una proposta di variazione nel materiale/composizione non oltre i limiti previsti dalla parte 7 della norma al prospetto 7, non è necessario l'MRS; in questo caso vengono determinate cinque prove a 20°C e 60°C da 1000h a 5000h che devono collocarsi sulla o al di sopra della curva caratteristica a lungo termine del limite inferiore di confidenza stabilita prima della variazione del materiale/mescola.

Caratteristiche dei raccordi, delle valvole ed attrezzature ausiliarie e del materiale (UNI EN 1452-3 e 4)

<i>Prova</i>	<i>Metodo di prova</i>	<i>TT</i>	<i>AT</i>	<i>PVT</i>	<i>BRT</i>
■ Effetto sulla qualità dell'acqua	Disposizioni di legge	NP	X	NP	NP
■ Massa volumica	ISO 1133	NP	X	NP	NP
■ Minimum Strength Required (MRS)*	ISO/TR 9080 metodo II	X	X	NP	NP
■ Materiale dell'anello di tenuta	UNI EN 681	NP	X	NP	NP

segue >>>

>>> seguito

<i>Prova</i>	<i>Metodo di prova</i>	<i>TT</i>	<i>AT</i>	<i>PVT</i>	<i>BRT</i>
■ Materiale adesivo e ISO 7387-1	Disposizioni di legge	NP	X	NP	NP
■ Aspetto	UNI EN 1452-3 e 4	X	X	NP	X
■ Colore	UNI EN 1452-3 e 4	X	X	NP	X
■ Dimensioni ed EN 578	UNI EN 1452-3 e 4	X	X	NP	X
■ Marcatura	UNI EN 1452-3 e 4	X	NP	NP	NP
■ Temperatura di rammollimento (Vicat)	UNI EN 727	X	X	NP	NP
■ Resistenza alla pressione interna - 1h a 20°C (AT-TT-BRT) - 1000h a 20°C (AT-TT-PVT)	UNI EN 917	X	X	X	X
■ Prova di schiacciamento	EN 802	X	X	NP	X
■ Effetti del calore	EN 763	X	X	NP	X
■ Contenuto di cloruro di vinile monomero (VCM)	ISO 6401	X	NP	NP	NP

* = Se esiste una lunga esperienza con il materiale/composizione (compound) tra l'organismo di certificazione e il fabbricante e/o sugli effetti di una proposta di variazione nel materiale/composizione non oltre i limiti previsti dalla parte 7 della norma al prospetto 7, non è necessario l'MRS; in questo caso vengono determinate cinque prove a 20°C e 60°C da 1000h a 5000h che devono collocarsi sulla o al di sopra della curva caratteristica a lungo termine del limite inferiore di confidenza stabilita prima della variazione del materiale/mescola.

Caratteristiche della funzionalità dei componenti assemblati e della idoneità all'impiego del sistema [degli assemblaggi]

<i>Prova</i>	<i>Metodo di prova</i>	<i>TT</i>	<i>AT</i>	<i>PVT</i>	<i>BRT</i>
■ Tenuta dei manicotti a doppio bicchiere con trasmissione di carico a 20°C	EN ISO 13783	X	X	NP	NP
■ Proprietà funzionali delle valvole	EN 28233	X	X	NP	NP
■ Prove di tenuta a breve termine degli assemblaggi	EN 917 metodo B	X	X	NP	NP
■ Prova di tenuta a lungo termine degli assemblaggi	EN 28659	X	X	NP	NP

Idoneità all'impiego del sistema (UNI EN 1452-5)

<i>Prova</i>	<i>Metodo di prova</i>	<i>TT</i>	<i>AT</i>	<i>PVT</i>	<i>BRT</i>
■ Prova a pressione a breve termine per la tenuta degli assiemi	EN ISO 13845	X	X	NP	NP
■ Prova a breve termine con pressione negativa per la tenuta degli assiemi	EN ISO 13844	X	X	NP	NP
■ Tenuta alla pressione idrostatica a lungo termine	EN 1336	X	X	NP	NP

La guida per l'installazione (UNI 1452-6)

La norma UNI 1452 parte 6 (guida) fornisce pratiche raccomandazioni per l'installazione di tubi, raccordi, valvole ed attrezzature ausiliarie in poli cloruro di vinile non plastificato (PVC-U) quando utilizzati nei sistemi di tubazioni per l'adduzione d'acqua sotto pressione.

Le raccomandazioni intendono fornire una guida pratica per i migliori metodi di progettazione e di installazione di sistemi di tubazioni per l'adduzione dell'acqua ed utilizzabili per gli impieghi seguenti:

- condotte principali e diramazioni interrate;
- trasporto di acqua sopra terra sia all'esterno che all'interno dei fabbricati;
- sotto pressione a circa 20°C (acqua fredda) destinata al consumo umano e per usi generali.

La norma è anche applicabile ai componenti per l'adduzione d'acqua fino a 45°C compresi.

Sono inoltre fornite raccomandazioni per la connessione ai raccordi, valvole ed attrezzature ausiliarie fatte con materiali diversi dal PVC-U.

A titolo informativo, come utile strumento per la posa in opera delle condotte in PVC-U, si può fare riferimento anche alla raccomandazione IIP n° 4 sulla installazione delle tubazioni in poli cloruro di vinile rigido (non plastificato) nella costruzione di acquedotti.