

COMUNE DI CASTENASO




PROVINCIA DI BOLOGNA

COMPARTO VILLANOVA ANS C2.4

| PROPRIETA' | PROGETTO | RELAZIONE TECNICA E CALCOLO IDRAULICO |
|------------|----------|--|
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |



| | | |
|---|----|---|
| A | 1 | a |
| B | 2 | b |
| C | 3 | c |
| D | 4 | d |
| E | 5 | e |
| F | 6 | f |
| G | 7 | g |
| H | 8 | h |
| I | 9 | i |
| L | 10 | l |
| M | 11 | m |
| N | 12 | n |
| O | 13 | o |
| P | 14 | p |
| Q | 15 | q |
| R | 16 | r |
| S | 17 | s |
| T | 18 | t |
| U | 19 | u |
| V | 20 | v |
| Z | 21 | z |

| TECNICI | | |
|---|--|--|
|  | STUDIO GBA Arch. Gianluca Brini Arch. Luca Pedrazzi | |
|  | STUDIO GIOVANNINI Ing. Gian Franco Giovannini Ing. Roberto Tranquilli | |
|  | STUDIO TEAM WORK S.C.A.R.L. Arch. Ing. Nicola Zanni | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO IDRAULICO

VILLANOVA - frazione del Comune di Castenaso

Lavori per la realizzazione delle infrastrutture idriche e fognanti a servizio del comparto
PSC ANS C2.4

1. Inquadramento territoriale e sostenibilità idraulica

1.1 Inquadramento territoriale



Fig. 1

L'area oggetto di intervento edilizio è ubicata in un contesto pianeggiante ad una quota media di ca. 40 m s.l.m. tra le vie R. Baden Powell e Elsa Morante nel comune di Villanova di Castenaso (BO) (cfr. fig. 1).

L'area di intervento ricade in ambito per nuovi insediamenti urbani nell'ambito ANS_C24 ed ha una consistenza complessiva di 68.426 mq (area di fig. 2).



Fig. 2

L'intervento si caratterizza per essere autonomamente funzionale e di immediata cantierizzazione in quanto le aree oggetto di intervento sono libere e di proprietà dei soggetti proponenti.

La proposta edilizia si articola come segue:

| | PROPRIETA' A BASTIA vari-FRASCARI- LATORRACA | PROPRIETA' B GIOVANNINI-MURATORI- ABITARE VILLANOVA SRL | PROPRIETA C PELLEGRINI IMMOBILIARE CASTENASO SRL | COMUNE DI CASTENASO | DEMANIO | TOTALE COMPARTO |
|---|--|---|--|------------------------|----------|--------------------|
| ST | 37.621,00 | 19.739,00 | 10.469,00 | | 597,00 | 68.426,00 |
| ST SOGGETTA A INDICE | 37.621,00 | 19.739,00 | 10.469,00 | | | 67.829,00 |
| % | 55,46% | 29,10% | 15,43% | | | 100,00% |
| UT mq/mq | | | | | | 0,21 |
| SU LIBERA | 5.032,33 | 2.640,37 | 1.400,37 | 510,00 | 1.100,00 | 10.683,07 |
| SU ERS | 1.880,81 | 986,83 | 523,38 | 170,00 | | 3.561,02 |
| SU TOTALE | 6.913,14 | 3.627,20 | 1.923,75 | 680,00 | 1.100,00 | 14.244,09 |
| VERDE PUBBLICO RICHIESTE EX ART. 3.1.6 RUE | 5.876,17 | 3.083,12 | 1.635,19 | 578,00 | 935,00 | 12.107,48 |
| MIN 85 MQ/100 MQ SU | | | | | | |
| VERDE PUBBLICO PROGETTO | 9.151,14 | 3.376,63 | 1.854,91 | | 572,54 | 14.955,22 |
| PARCHEGGI PUBBLICI URBANIZZAZIONI EX ART. 3.1.6 RUE | 1.036,97 | 544,08 | 288,56 | 102,00 | 165,00 | 2.136,61 |
| PARCHEGGI PUBBLICI PROGETTO | 1.147,81 | 1.138,85 | 615,25 | | | 2.901,91 |
| DOTAZIONI TERRITORIALI DA NORMA | 7.556,14 | 3.627,20 | 3.060,75 | | | 14.244,09 |
| DOTAZIONI TERRITORIALI PROGETTO | 10.298,95 | 4.515,48 | 2.470,16 | | 572,54 | 17.857,13 |
| SF ERS MINIMA DA NORMA =20% SF | 3.473,52 | 2.373,80 | 1.090,35 | 0,00 | 345,65 | 0,00 7.283,31 |
| SF ERS PROGETTO | 3.573,71 | 2.699,56 | 1.073,49 | | 0,00 | 7.346,76 |
| SF EDILIZIA LIBERA | 13.793,88 | 9.169,42 | 4.378,25 | | 1.728,26 | 29.069,81 |
| SF TOTALE | 17.367,59 | 11.868,98 | 5.451,74 | | 1.728,26 | 36.416,57 |
| SF/ST | 46,16% | 60,13% | 52,08% | | | |
| STRADE AIUOLE E ALTRE CESSIONI | 5.590,08 | 3.079,85 | 1.643,35 | | 13 | 10.326,28 |
| SUPERFICIE VASCA LAMINAZIONE | 2.979,60 | | 168,40 | | | 3.148,00 |
| SUP. PERMEABILE MINIMA DA NORMA = 25% ST | 9405,25 | 4934,75 | 2617,25 | 0 | 0 | 149,25 17106,5 |
| SUP. PERMEABILE PROGETTO | | | | | | |
| DOTAZIONE ECOLOGICA | | 575,82 | | | | |

1.2 sostenibilità idraulica

Le norme indicate dall'Autorità di Bacino del Reno nel P.S.A.I (art.20 comma 1) prescrivono che:

“ Al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento ... i Comuni prevedono nelle zone di espansione, per le aree non già interessate da trasformazioni edilizie, la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 mc per ettaro di superficie territoriali , ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto . ”

Questa norma, ripresa anche dal PTCP della provincia di Bologna, mira al rispetto del principio di invarianza idraulica secondo cui il regime delle portate meteoriche prima e dopo la trasformazione urbanistica deve rimanere invariato.

La rete fognaria di acque bianche che drenerà il comparto in questione sarà costituita da 3 tronchi, uno per ogni sottobacino, che confluiranno in un unico pozzetto di ispezione denominato B12; da quest'ultimo partirà il collettore immissario B12 – R1 che avrà come recapito finale un invaso di laminazione da realizzare con il presente intervento

La suddivisione del bacino è riportata in fig. 3

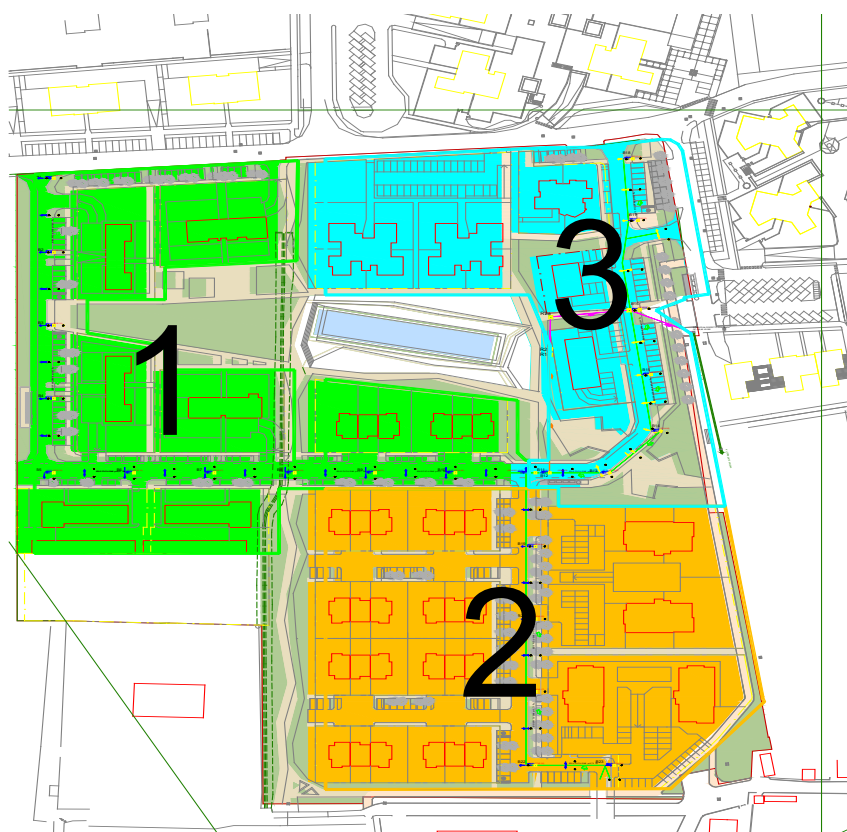


Fig.3

I sottobacini formati da lotti edificatori ed infrastrutture hanno la seguente consistenza:

| sottobacino | Superficie complessiva mq | Superficie impermeabile mq |
|---------------|------------------------------|-------------------------------|
| Sottobacino 1 | 17.571 | 11.451 |
| Sottobacino 2 | 20.535 | 10.401 |
| Sottobacino 3 | 14.831 | 8.150 |

Dall'aggregazione dei dati precedenti si ricava l'area impermeabile da porre a base del dimensionamento della cassa di laminazione.

✓ Area impermeabile (11.451 + 10.401 + 8150) = mq. **30.002 ≈ 3 Ha**

Pertanto ai fini del dimensionamento della cassa di laminazione avremo:

| assetto da progetto | | coefficiente di compensazione (mc per Ha) | Volume di compensazione minimo |
|---------------------|-------------------|--|--------------------------------|
| Ha 3.0 | Aree impermeabili | 500 | 1500 mc |

La cassa di laminazione ha una forma geometrica trapezoidale complessa, dal calcolo del volume è risultata un'altezza coincidente con il tirante (T_1) pari a ml. 0.80 (tirante di norma libero)

2. Rete acque meteoriche

2.1 Caratteristiche tecnologiche

Il disciplinare tecnico del gestore del servizio di conduzione della rete di fogna bianca, Gruppo Hera, prescrive che i diametri delle condotte di fogna bianca non dovranno essere inferiori a DN 300mm. e il grado di riempimento massimo è GR=70%.

Il primo tronco B1-B12 di lunghezza complessiva 192,00ml scolerà le acque delle strade, del verde pubblico, dei parcheggi pertinenti e dei lotti SF11-SF12-SF10-SF09-SF08-SF08bis-SF17-SF07, sarà realizzato con tubi di Policloruro di Vinile non Plastificato (PVC-U) conforme alla norma UNI EN 1401-1, di diametro esterno DN/OD 315mm, rigidità anulare SN8 (SDR 34), deformazione diametrale non superiore all'8%.

Il secondo tronco B23-B12 di lunghezza complessiva 175,00ml scolerà le acque delle strade, del verde pubblico, dei parcheggi pertinenti e dei lotti SF06-SF05-SF04-SF03-SF02-SF01, sarà realizzato con tubi di PVC-U conforme alla norma UNI EN 1401-I, di diametro esterno DN/OD 315mm, rigidità anulare SN8 (SDR 34), deformazione diametrale non superiore all'8%.

Il terzo tronco B18-B12 di lunghezza complessiva 183,00ml scolerà le acque delle strade, del verde pubblico, dei parcheggi pertinenti e dei lotti SFI3-SFI4-SFI5-SFI6, sarà realizzato con tubi di PVC-U conforme alla norma UNI EN 1401-1, di diametro esterno DN/OD 315mm, rigidità anulare SN8 (SDR 34), deformazione diametrale non superiore all'8%.

Le giunzioni saranno realizzate con raccordo a bicchiere e con guarnizione elastomerica, sia i tubi che i pezzi speciali saranno marcati : norma di riferimento, codice d'area di applicazione U (area distante più di 1m dal fabbricato) o UD (area distante meno di 1m dal fabbricato), nome del fabbricante, dimensione nominale, spessore minimo di parete o SDR rigidità anulare, rigidità nominale SN, anno e mese e luogo di produzione.

Lo scavo sarà realizzato a sezione obbligata di larghezza minima sul fondo pari 90cm , la profondità di interrimento della rete fognante sarà di 90-130cm misurata dalla generatrice di scorrimento dei tubi e, in ogni caso, secondo le indicazioni del Disciplinare del Gestore del Servizio Idrico Integrato Hera Bologna, le canalizzazioni fognanti saranno posizionate a debita distanza dalle condotte di acqua potabile e possibilmente sottostanti alle stesse.

Le pendenze motrici dei tronchi saranno $0,163 \div 0,373\%$ e comunque saranno assicurate velocità massime non superiori a 2 m/sec , in casi eccezionali 4 m/sec nei punti critici, al fine di contenere i fenomeni di abrasione delle tubazioni.

Alle canalizzazioni in PVC-U con profondità di posa da 0,80 a 2,10m sarà realizzato un bauletto in sabbia, costituito da un letto di posa stabile e a superficie piana, libero da ciottoli, pietrame ed eventuali altri materiali, detto letto di posa sarà realizzato con sabbia dello spessore di 10 cm. Per profondità da 2,20 a 5,00 m sarà realizzato un bauletto di calcestruzzo.

La raccolta delle acque piovane sarà effettuata con caditoie in ghisa sferoidale di classe C250, conformi alla Norma UNI EN124 con telaio di dimensioni interne 400x400mm. Il pozzetto della caditoia sarà in calcestruzzo con sifone incorporato, privo di vaschetta di raccolta, l'immissione dell'acqua raccolta dalla caditoia verrà realizzata con fognoli DN 160mm in PVC-U con pendenza del 0,1%.

E' prevista la posa di una caditoia ogni 150 mq massimo di superficie stradale, a ciascuna caditoia competeranno circa 3/4lt/sec di portata massima .

I pozzetti di ispezione per la fognatura saranno realizzati con elementi prefabbricati in cemento armato vibrato di dimensioni interne nette di 0,80 x 0,80 m e posizionati ad interasse variabile tra i 35-40 m. Detti pozzetti saranno realizzati con un elemento di base contenente il cunicolo di scorrimento liquami di altezza pari al 50% della condotta, soletta circostante con pendenza verso il cunicolo, elementi di rialzo terminale, soletta con passo d'uomo. Le superfici interne del pozzetto saranno rivestite con malta a base di polimeri ad elementi silicei, le giunzioni dei componenti saranno a tenuta ermetica con guarnizioni in elastomeri resistenti ai liquami aggressivi conformi alle norme UNI 4920. I pozzetti saranno dotati di chiusini di ghisa sferoidale conformi alla norma UNI EN 124, di forma circolare classe D400 (carico rottura 400 kN). Lungo l'intero sviluppo dei tronchi fognanti sarà posato un nastro rosso con la dicitura "Tubazione Fogna" sulla generatrice superiore della condotta ad una distanza da essa di 30 cm, per indicare la presenza in caso di successivi lavori di scavo.

2.2 Calcolo idraulico della rete di fogna bianca

I parametri fondamentali per la descrizione e la valutazione delle piogge e di conseguenza per il dimensionamento della rete di fogna bianca sono i seguenti:

- *Durata* "t" (min) : è l'intervallo di tempo scelto durante l'evento pluviometrico, indica il tempo tra l'inizio e la fine della pioggia;
- *Altezza* "h" (mm) : è l'altezza della pioggia caduta in una data stazione di misura;
- *Intensità* " $i = \frac{h}{t}$ " ($\frac{\text{mm}}{\text{min}}$) : è l'altezza di pioggia caduta nell'unità di tempo;
- *Superficie del bacino* "A" (ha);
- *Frequenza* "n" : è il numero delle piogge che si verificano in un anno con una data intensità e con una data durata.

Il territorio italiano è stato diviso in 32 *zone pluviometriche*, per le quali è possibile conoscere la portata meteorica che rappresenta il volume di pioggia caduto su una superficie "s"

- *Portata Meteorica* " $P_m = i * A$ " (mc/min)

Non tutta la portata meteorica affluisce nella rete di fogna bianca in quanto parte evapora e parte viene trattenuta dal suolo, di conseguenza si valuta il coefficiente di deflusso dato dal rapporto tra la portata meteorica affluente nella rete e la portata meteorica caduta sulla superficie del bacino :

- Coefficiente di deflusso " $\Psi = \frac{P_r}{P_m}$ "

Per il dimensionamento della rete di fogna bianca si considera la portata affluente nella rete ottenuta:

- *Portata affluente in rete* : " $P_r = \Psi * P_m$ "

I valori del coefficiente di deflusso riportati nelle linee guida del Gestore del Servizio Idrico Integrato, Gruppo Hera, sono i seguenti:

| TIPO DI SUPERFICIE | COEFFICIENTE DI DEFLUSSO |
|--|----------------------------------|
| Aree verdi aiuole, giardini | Permeabile : $\Psi = 0,00\%$ |
| Aree ghiaiate non drenate | Permeabile : $\Psi = 0,00\%$ |
| Parcheggi con grigliati in materiale plastico | Semipermeabile ; $\Psi = 0,50\%$ |
| Aree pavimentate tipo "Betonella" (parcheggi) | Semipermeabile ; $\Psi = 0,50\%$ |
| Aree ghiaiate drenate | Semipermeabile ; $\Psi = 0,50\%$ |
| Coperture edifici | Impermeabile ; $\Psi = 100\%$ |
| Aree asfaltate e cementate (strade, parcheggi, piazzali) | Impermeabile ; $\Psi = 100\%$ |
| Aree in misto granulare stabilizzato (strade, parcheggi, piazzali) | Impermeabile ; $\Psi = 100\%$ |

In considerazione che il Gruppo Hera prescrive che per le superfici impermeabili il coefficiente di deflusso è $\Psi = 100\%$, di conseguenza si ha che la *portata meteorica* " P_m " coincide con la *portata di progetto* " P_p ."

La verifica della rete di fogna bianca è viene fatta con il *METODO DELL'INVASO* in funzione dei diversi momenti meteorici.

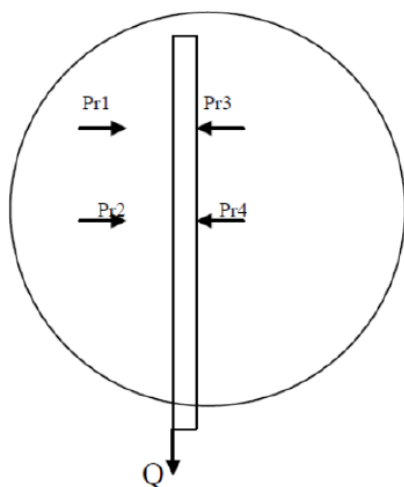
Infatti la portata di progetto " P_p " che interessa un bacino "A" è somma di in tre portate:

$$P_p = P_m = P_i + P_a + P_d$$

- $P_i = \text{Portata di Invaso}$: è relativa al volume di acqua che staziona per un tempo dt sul bacino (velo d'acqua) e nella rete a monte del tronco in esame, seconda la letteratura specifica si può valutare pari al 20% della portata di progetto P_p ;
- $P_a = \text{Portata Affluente}$: è relativa al volume di acqua che per corrivazione raggiunge dopo un tempo dt il tronco in esame, seconda la letteratura specifica si può valutare pari al 30% della portata di progetto P_p ;
- $P_d = \text{Portata Deflusso}$: è relativa al volume di acqua che interessa direttamente il tronco in esame, seconda la letteratura specifica si può valutare pari al 50% della portata di progetto P_p ;

Per il dimensionamento della rete di fogna bianca ci si riconduce alle formule relative al *moto permanente delle correnti a pelo libero*, essendo tale il comportamento delle correnti all'interno delle tubazioni di fognatura.

Naturalmente si cercherà di rispettare le velocità minime (per garantire l'autolavaggio ed evitare depositi di materiali solidi) e massime (per evitare la corrosione dei tubi).



A = area del bacino

P_m = portata meteorica

Ψ = coefficiente di deflusso

$P_r = \Psi * P_m = \Psi_i * i * A_i$ = portata meteorica affluente in rete

$Q = \sum P_r$ = portata di deflusso.

L'area dalla lottizzazione in questione è stata divisa in Tre Sottobacini ciascuno servito da una rete fognaria bianca avente recapito finale l'invaso di laminazione.

| sottobacino | Tronco fogna bianca | Superficie territoriale | Superficie impermeabile | Superficie permeabile |
|-------------|------------------------|----------------------------|-------------------------|--------------------------|
| 1 | B1-B12 | 17.571 mq | 11.451 mq. | 6.120 mq |
| 2 | B23-B12 | 20.535 mq | 10.401 mq | 10.134 mq |
| 3 | B18-B12 | 14.831 mq | 8.150 mq | 6.681 mq |

I parametri utilizzati per la costruzione delle linee di possibilità pluviometrica sono quelli indicati nelle linee guide rilasciate dall'Ufficio Ingegneria Reti di Hera Bologna srl e dalle analisi del regime delle precipitazioni intense sul territorio ricavate dall'AdB Reno, assumendo come tempo di ritorno $Tr = 20$ anni, è risultata essere più gravosa per il sistema di drenaggio la durata uguale a 45 minuti (0,75 ore) :

$$h = a * d^n$$

$$h = 45.36 * 0.75^{0.57} = 30.49 \text{ mm}$$

$$i = h / d$$

Facendo riferimento all'evento maggiormente critico, ovvero quello di durata pari a 30 minuti si possono quantificare le portate meteoriche " P_m ", le portate affluenti in rete " P_r " e le portate di deflusso " Q "

$$i = \frac{h}{t} = \frac{h}{45'} = 30,49 \text{ mm} \text{ (intensità di pioggia e la relativa altezza avuta in 45 minuti)}$$

2.2.1 Verifica idraulica sottobacino 1 . tronco B1 – B12

Superficie territoriale: $S_T = 17.571,00 \text{ mq.}$

Superficie totale impermeabile: $S_I = 11.451,00 \text{ mq.}$

Superficie permeabile: $S_V = 6.120,00 \text{ mq.}$

$$P_m = i \cdot S_I'' = 30,49 \text{ mm/}_{45}\text{min} \cdot 11.451,00 \text{ mq.} = 0,03049 \text{ m/}_{45}\text{min} \cdot 11.451,00 \text{ mq.} = 349,14 \text{ mc/}_{45}\text{min} = \frac{349,14}{45} = 7,75 \text{ mc/min} = \frac{7,75 \times 1000}{60} = \mathbf{129,31 \text{ lt/sec}}$$
 (Portata meteorica)

$$\text{Portata di Invaso : } P_i = P_m \cdot 0,20 = 129,31 \text{ lt/sec} \cdot 0,20 = 25,86 \text{ lt/sec}$$

$$\text{Portata Affluente : } P_a = P_m \cdot 0,30 = 129,31 \text{ lt/sec} \cdot 0,30 = 38,79 \text{ lt/sec}$$

$$\text{Portata Defluente : } P_d = P_m \cdot 0,50 = 129,31 \text{ lt/sec} \cdot 0,50 = \mathbf{64,56 \text{ lt/sec}}$$

VERIFICA TRONCO DN/OD 315mm

- $Q = 64,56 \text{ lt/sec}$ (portata max di deflusso)
- $\Delta = 0,00227 \text{ m/m}$ (pendenza)
- $V = 1,01 \text{ m/s}$ (velocità)
- $\lambda = 0,76 \text{ m/m}$ (rapporto di invaso leggermente maggiore del limite $0,70 \text{ m/m}$)
- $\Omega = 0,064 \text{ m}^2$ (area di deflusso)
- $P = 0,268 \text{ m}$ (larghezza pelo libero)

Si riporta la scala di deflusso del tronco fognario B1-B12 pendenza 0,227% DN/OD 315

| Rapporto Invaso m/m | Velocità m/sec | Portata lt/sec |
|---------------------|----------------|----------------|
| 0,1 | 0,36 | 1,50 |
| 0,2 | 0,56 | 6,20 |
| 0,3 | 0,70 | 13,80 |
| 0,4 | 0,81 | 23,70 |
| 0,5 | 0,90 | 35,10 |
| 0,6 | 0,96 | 47,00 |
| 0,7 | 1,00 | 58,50 |
| 0,8 | 1,02 | 68,20 |
| 0,9 | 1,01 | 74,40 |

2.2.2 Verifica idraulica sottobacino 2 . tronco B23 – B12

Superficie territoriale: $S_T = 20.535,00 \text{ mq.}$

Superficie totale impermeabile: $S_I = 10.401,00 \text{ mq.}$

Superficie permeabile: $S_V = 10.134,00 \text{ mq.}$

$$P_m = i \cdot S_I'' = 30,49 \text{ mm/}_{45}\text{min} \cdot 10.401,00 \text{ mq.} = 0,03049 \text{ m/}_{45}\text{min} \cdot 10.401,00 \text{ mq.} = 317,12 \text{ mc/}_{45}\text{min} = \frac{317,12}{45} = 7,04 \text{ mc/min} = \frac{7,04 \times 1000}{60} = \mathbf{117,45 \text{ lt/sec}}$$
 (Portata meteorica)

Portata di Invaso : $P_i = P_m * 0,20 = 117,45 \text{ lt/sec} * 0,20 = 23,49 \text{ lt/sec}$

Portata Affluente : $P_a = P_m * 0,30 = 117,45 \text{ lt/sec} * 0,30 = 35,23 \text{ lt/sec}$

Portata Defluente : $P_d = P_m * 0,50 = 117,45 \text{ lt/sec} * 0,50 = \mathbf{58,72 \text{ lt/sec}}$

VERIFICA TRONCO DN/OD 315mm

- $Q = 58.72 \text{ lt/sec}$ (portata max di deflusso)
- $\Delta = 0,00373 \text{ m/m}$ (pendenza)
- $V = 1,23 \text{ m/s}$ (velocità)
- $\lambda = 0,59 \text{ m/m}$ (rapporto di invaso)
- $\Omega = 0,048 \text{ m}^2$ (area di deflusso)
- $P = 0,31\text{m}$ (larghezza pelo libero)

Si riporta la scala di deflusso del tronco fognario B23-B12 pendenza 0,373% DN/OD 315

| Rapporto Invaso m/m | Velocità m/sec | Portata lt/sec |
|---------------------|----------------|----------------|
| 0,1 | 0,47 | 1,90 |
| 0,2 | 0,72 | 8,00 |
| 0,3 | 0,90 | 17,80 |
| 0,4 | 1,05 | 30,50 |
| 0,5 | 1,16 | 45,10 |
| 0,6 | 1,24 | 60,40 |
| 0,7 | 1,29 | 75,10 |
| 0,8 | 1,31 | 87,60 |
| 0,9 | 1,29 | 95,60 |

2.2.3 Verifica idraulica sottobacino 3 . tronco B18 – B12

Superficie territoriale: $S_T = 14.831,00 \text{ mq.}$

Superficie totale impermeabile: $S_I = 8.150,00 \text{ mq.}$

Superficie permeabile: $S_V = 6.681,00 \text{ mq.}$

$P_m = i * S_I'' = 30,49 \text{ mm}/_{45\text{min}} * 8.150,00\text{mq.} = 0,03049\text{m}/_{45\text{min}} * 8.150,00 \text{ mq.} = 248,49\text{mc}/_{45\text{min}} = \frac{248,49}{45} = 5,52 \text{ mc/min} = \frac{7,75 * 1000}{60} = \mathbf{92,03 \text{ lt/sec}}$ (Portata meteorica)

Portata di Invaso : $P_i = P_m * 0,20 = 92,03 \text{ lt/sec} * 0,20 = 18,40 \text{ lt/sec}$

Portata Affluente : $P_a = P_m * 0,30 = 92,03 \text{ lt/sec} * 0,30 = 27,61 \text{ lt/sec}$

Portata Defluente : $P_d = P_m * 0,50 = 92,03 \text{ lt/sec} * 0,50 = \mathbf{46,01 \text{ lt/sec}}$

VERIFICA TRONCO DN/OD 315mm

- $Q = 46,01 \text{ lt/sec}$ (portata max di deflusso)
- $\Delta = 0,00354 \text{ m/m}$ (pendenza)
- $V = 1,14 \text{ m/s}$ (velocità)
- $\lambda = 0,51 \text{ m/m}$ (rapporto di invaso leggermente maggiore del limite 0,70 m/m)
- $\Omega = 0,040 \text{ m}^2$ (area di deflusso)
- $P = 0,315\text{m}$ (larghezza pelo libero)

Si riporta la scala di deflusso del tronco fognario B18-B12 pendenza 0,354% DN/OD 315

| Rapporto Invaso m/m | Velocità m/sec | Portata lt/sec |
|---------------------|----------------|----------------|
| 0,1 | 0,45 | 1,80 |
| 0,2 | 0,70 | 7,70 |
| 0,3 | 0,88 | 17,30 |
| 0,4 | 1,02 | 29,60 |
| 0,5 | 1,12 | 43,80 |
| 0,6 | 1,20 | 58,60 |
| 0,7 | 1,25 | 72,90 |
| 0,8 | 1,27 | 85,10 |
| 0,9 | 1,26 | 92,80 |

2.2.4 Verifica tronco immissario B12 – R1 DN / OD 400 mm

- $Q = 64,56 + 58,72 + 46,01 = 169,29$ lt/sec (portata max di deflusso)
- $\Delta = 0,0040$ m/m (pendenza)
- $V = 1,60$ m/s (velocità)
- $\lambda = 0,75$ m/m (rapporto di invaso leggermente maggiore del limite 0,70 m/m)
- $\Omega = 0,11$ m² (area di deflusso)
- $P = 0,354$ m (larghezza pelo libero)

Si riporta la scala di deflusso del tronco fognario B18-R1 pendenza 0,400% DN/OD 400

| Rapporto Invaso m/m | Velocità m/sec | Portata lt/sec |
|---------------------|----------------|----------------|
| 0,1 | 0,58 | 3,90 |
| 0,2 | 0,89 | 16,50 |
| 0,3 | 1,11 | 36,80 |
| 0,4 | 1,29 | 62,90 |
| 0,5 | 1,42 | 92,90 |
| 0,6 | 1,52 | 124,30 |
| 0,7 | 1,58 | 154,60 |
| 0,8 | 1,61 | 180,30 |
| 0,9 | 1,59 | 196,70 |

Le norme UNI EN 752-4/99 e le linee guida del gestore del servizio integrato Hera Bologna consigliano un rapporto di invaso massimo del 70%, mentre la norma nazionale consente, anche, insufficienze periodiche di funzionalità della rete fognaria di acque bianche, che si mantengano in limiti tollerabili.

Infatti il D.P.C.M. 4 marzo 1996, “Disposizioni in materia di risorse idriche”, ha riportato il seguente principio : “Ai fini del drenaggio delle acque meteoriche le reti di fognatura bianca o mista debbono essere dimensionate e gestite in modo da garantire che fenomeni di rigurgito non interessino il piano stradale o eccezionalmente con frequenza superiore ad una volta ogni cinque anni per ogni singola rete”.

2.3 verifica della cassa di laminazione.

Per la verifica della cassa si adotterà la seguente formula ridotta (Wheaton 1977):

$$H1 = h1 + h2 + h_o$$

dove

- ✚ h1 = altezza di ritenuta del macero esistente (livello fisso indipendente dal tirante di cui al p.to seguente).
- ✚ h2 = altezza di ritenuta di norma - P.S.A.I (art.20 comma 1) = 0.80 m
- ✚ h_o = altezza aggiuntiva dovuta al moto ondoso (m)
- ✚ h_f = franco di coronamento

- Calcolo dell'altezza aggiuntiva (h_o) dovuta al moto ondoso

L'entità dell'altezza aggiuntiva dovuta al moto ondoso è funzione della distanza libera massima in linea retta (D), a livello del pelo dell'acqua, fra due punti della riva del bacino di laminazione.

Per il calcolo dell'altezza del moto ondoso può essere utilizzata la seguente formula.

$$h_o = 0.014 \sqrt{D}$$

dal progetto si ricava che la massima distanza fra due punti D = 73.00 m

pertanto avremo : **h_o = 0.014 √ 73 = 0.12 m**

- Calcolo di (h_f)

h_f rappresenta il franco aggiuntivo ai fini della sicurezza che tiene conto di eventi straordinari quali:

- a) nubifragi → precipitazioni ≥ 30 mm/h
- b) cloudburst (esplosione di nuvole) → precipitazioni ≥ 50 mm/h

In generale si adottano i seguenti dimensionamenti (Wheaton 1977):

- 0.30 per invasi fino a 200 m
- 0.50 per invasi compresi tra 200 ÷ 400 m
- 0.60 per invasi compresi tra 400 ÷ 800 m

Nel caso in esame il franco aggiuntivo vale 0.60 m.

Sommando i due addendi avremo:

$$H_2 = 0.12 + 0.60 = 0.72\text{m} < 0.80$$

Si specifica infine che il franco di coronamento coincide con lo sfioratore di emergenza.

Il tirante h1 non partecipa al dimensionamento del collettore di scarico.

2.3.1 verifica del massimo tirante

Le condotte di fogna bianca sono state dimensionate in modo da consentire il deflusso per eventi che prevedono portate massime con TR = 20 anni.

Per l'evento maggiormente critico, ovvero quello di durata pari a 45 minuti, si verificano portate di punta che interesseranno contemporaneamente l'invaso di laminazione.

La somma delle portate di picco provenienti dal Sottobacino 1 (64,56 lt/sec) e dal Sottobacino 2 (58,72 lt/sec) e dal Sottobacino 3 (46,01lt/sec) è **169,29 l/s**.

Per l'evento di TR = 20 anni e durata = 45 minuti, il riempimento massimo dell'invaso di laminazione sarà il seguente:

- Superficie media dell'invaso di laminazione ($S_m = V / H$) : 1.875 mq.
- Volume di acqua piovana per una durata di 45 minuti:
 $169,29\text{lt/sec} \times 60\text{sec} \times 45\text{min} = 457.083 \text{ lt} = 458 \text{ mc.}$
- Il massimo tirante di vaso sarà il seguente:
 $458 \text{ mc} : 1.875 \text{ mq} = 0,24 \text{ m} \ll 0.80 \text{ m (tirante di norma)} - \text{verificato}$

Al fine di ridurre l'azione erosiva sul fondo dell'invaso di laminazione, è stata prevista la costruzione di una briglia R1 (cfr. fig. 4) avente la funzione dissipativa che consentirà il passaggio da corrente veloce a lenta. Detta briglia sarà dotata di griglia metallica zincata calpestabile e non necessiterà di recinzioni particolari in quanto non costituirà alcun pericolo.

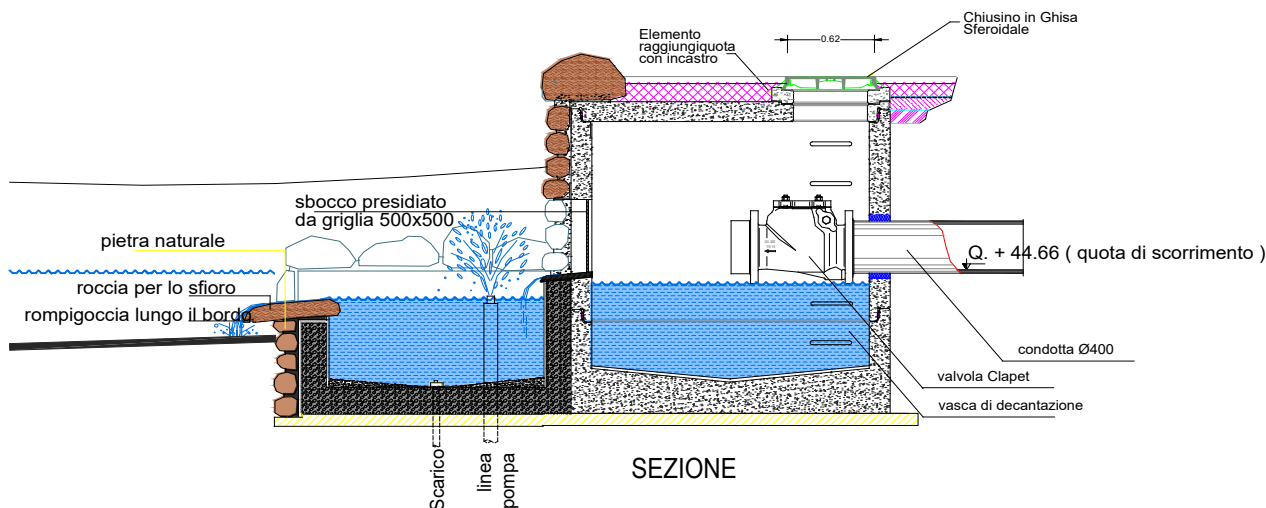


fig 4

In prossimità dell'area dell'invaso di laminazione dovranno essere installati dei cartelli per avvertire la popolazione che possono verificarsi eventi di allagamenti temporanei.

2.3.2 caratteristiche del collettore di trasporto delle acque dall'invaso.

Per il dimensionamento del collettore di trasporto delle acque dall'invaso di laminazione al riceettore finale ci si riconduce alle formule relative al moto permanente delle correnti a pelo libero.

Naturalmente verranno rispettate la velocità minima di 0,4 m/sec (e massime di 5 m/sec (per evitare la corrosione dei tubi). Il dimensionamento viene effettuato considerando una portata di 8 lt/sec , conformemente alle indicazioni del Consorzio della Bonifica Renana ed una pendenza motrice di 1.17 %.

Il collettore sarà collegato all'invaso di laminazione per mezzo di un' opera di presa in cemento armato, avrà uno sviluppo complessivo di 80.00 ml.

Il collettore sarà realizzato con tubi e pezzi speciali in Policloruro di Vinile non Plastificato (PVC-U) conformi alla norma UNI EN 1401-1, di diametro esterno DN/OD 315 mm, rigidità anulare SN8 (SDR 34), deformazione diametrale non superiore all'8%.

Le giunzioni saranno realizzate con raccordo a bicchiere e con guarnizione elastomerica, sia i tubi che i pezzi speciali saranno marcati : norma di riferimento, nome del fabbricante, dimensione nominale, spessore minimo di parete, rigidità anulare.

Lo scavo sarà realizzato a sezione obbligata di larghezza minima sul fondo pari 70 cm, la profondità di interrimento sarà di 90-130 cm misurata dalla generatrice di scorrimento dei tubi e ogni caso, secondo le indicazioni del Consorzio della Bonifica Renana.

La pendenze motrice del collettore sarà non inferiore a 0,2% , si cercherà di assicurare nei punti critici velocità minima di scorrimento dei reflui di 0,5 m/sec , per garantire l'autolavaggio ed evitare depositi di materiali solidi, mentre la velocità massima adottata sarà inferiori di 5 m/sec al fine di contenere i fenomeni di abrasione delle tubazioni.

Alle canalizzazioni in PVC-U sarà assicurato un letto di posa stabile e a superficie piana, libero da ciottoli, pietrame ed eventuali altri materiali, detto letto di posa sarà realizzato con sabbia dello spessore di 10 cm. L'uniformità del terreno circostante al collettore è fondamentale per la corretta realizzazione di una struttura portante, per cui il letto di posa, il rinfiacco ed il primo ricoprimento saranno costipati a mano con pigiatoi piatti o con apparecchi meccanici leggeri, al fine di ottenere un indice di Proctor almeno al 90%, di conseguenza sono state previste durante l'esecuzione delle opere le prove di costipamento e la determinazione delle caratteristiche di densità dei materiali impiegati.

I pozzetti di ispezione di linea saranno realizzati con elementi prefabbricati in cemento armato vibrato di dimensioni interne nette di 0,80 x 0,80 m e posizionati ad interasse variabile tra i 40 m ed i 50 m. Detti pozzetti saranno realizzati con un elemento di base contenente il cunicolo di scorrimento di altezza pari al 50% della condotta, soletta circostante con pendenza verso il cunicolo, elementi di rialzo terminale, soletta con passo d'uomo. Le superfici interne del pozzetto saranno rivestite con malta a base di polimeri ad elementi silicei, le giunzioni dei componenti saranno a tenuta ermetica con guarnizioni in elastomeri resistenti. I pozzetti saranno dotati di chiusini di ghisa sferoidale conformi alla norma UNI EN 124, di forma circolare classe D400 (carico rottura 400 kN).

Lungo l'intero sviluppo dei tronchi fognanti sarà posato un nastro rosso con la dicitura “ Tubazione Collettore “ sulla generatrice superiore della condotta ad una distanza da essa di 30 cm , per indicare la presenza in caso di successivi lavori di scavo.

2.3.3 Verifica idraulica

Dai calcoli di verifica si sono riscontrati i seguenti elementi finali: tubi PVC-U ; DN/OD 160 mm.

- $Q = 8,00$ lt/sec (portata di deflusso)
- $\Delta = 0,0117$ m/m (pendenza)
- $V = 1,2$ m/s (velocità)
- $\lambda = 0,40$ m/m (rapporto di invaso)
- $\Omega = 0,0066$ m² (area di deflusso)
- $P = 0,147$ m (larghezza pelo libero)
- $D = 150$ mm (diametro minimo interno)

Si riporta la scala di deflusso del collettore di trasporto DN/OD 160mm:

| Rapporto Invaso m/m | Velocità m/sec | Portata lt/sec |
|---------------------|----------------|----------------|
| 0,1 | 0,53 | 0,5 |
| 0,2 | 0,82 | 2,1 |
| 0,3 | 1,04 | 4,6 |
| 0,4 | 1,20 | 7,9 |
| 0,5 | 1,33 | 11,7 |
| 0,6 | 1,42 | 15,7 |
| 0,7 | 1,48 | 19,6 |
| 0,8 | 1,51 | 22,9 |
| 0,9 | 1,49 | 24,9 |

Dalla suddetta scala di deflusso si evince che il collettore di trasporto progettato è idoneo a convogliare la portata prescritta dal Gestore pari a 8 lt/sec

3. Rete acque nere

Per la verifica della rete di fogna nera saranno utilizzate le formule relative al *moto permanente delle correnti a pelo libero*, essendo tale il comportamento delle correnti all'interno delle tubazioni di fognatura. Naturalmente, data la ridotta portata di deflusso e l'obbligo da parte del Soggetto Gestore del Servizio Idrico Integrato di adottare tubi con diametro non inferiore a DN 200 mm se non si potranno rispettare le velocità minime (per garantire l'autolavaggio ed evitare depositi di materiali solidi), si provvederà durante la fase gestionale delle nuove opere di effettuare periodici interventi di manutenzione ordinaria.

3.1 Dimensionamento

Il dimensionamento viene effettuato considerando una portata di acque nere pari all'80% della portata massima oraria dei consumi potabili, detta valutazione è giustificata in quanto non tutta l'acqua della rete idrica viene recapitata nella fogna nera, ma una parte si disperde per utilizzi diversi dall'uso domestico.

Considerando la popolazione residente complessiva di 567 unità con un fabbisogno idrico giornaliero procapite di 250 lt/ab/g, per ogni tronco si calcola la portata di punta oraria che rappresenta il maggiore deflusso nonché la condizione di funzionamento più critica.

- $Q_m = \frac{\alpha * N * d}{86400}$ (portata media giornaliera)
 α : coefficiente di dispersione
 N : abitanti residenti
 d : dotazione procapite lt/ab.g
- $(Q_{max})_h = \beta * Q_m$ (portata massima oraria)
- $Q_{min} = \delta * Q_m$ (portata minima oraria)
- $V_{min} \geq 0,5$ m/sec (velocità minima di scorrimento)
- $V_{max} \leq 5$ m/sec (velocità massima di scorrimento)

| TRONCO | RESIDENTI | LUNGHEZZA | PENDENZA MOTRICE | LOTTE E TRONCHI SERVITI |
|---------|-----------|-----------|------------------|--|
| N1-N7 | 127 | 177,00 | 0,333% | SF10-SF09-SF07-SF08-SF08BIS- |
| N19-N7 | 278 | 131,00 | 0,200% | SF01-Sf02-Sf03-Sf04-SF05—SF06 |
| N7-N11 | 430 | 110,00 | 0,333% | Sversano i tronchi N1-N7 e N19-N7 e lotto SF16 |
| N14-N11 | 35 | 63,00 | 0,200% | SF14-SF15 |

VERIFICA TRONCO FOGNA NERA N1-N7 (Diametro DN/OD 200mm)

Il tronco di fogna nera servirà 127 residenti, per cui le portate di deflusso di esercizio di detto tronco sono le seguenti:

- $Q_m = \frac{\alpha \times N \times d}{86400} = \frac{0,80 \times 127 \times 250}{86400} = 0,29 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)
- $(Q_{\max})_h = \beta \times Q_m = 2,25 \times 0,29 = 0,66 \text{ lt/sec}$ (portata massima oraria)
- $Q_{\min} = \delta \times Q_m = 0,5 \times 0,29 = 0,15 \text{ lt/sec}$ (portata minima oraria)

La verifica della condotta fognaria N1-N7 è la seguente:

- $Q_m = 0,29 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera di deflusso)
- $\xi = 0,1 \text{ mm.}$ (scabrezza omogenea)
- $\Delta = 0,00333 \text{ m/m}$ (pendenza motrice)
- $V = 0,27 \text{ m/s}$ (velocità)
- $\lambda = 0,081 \text{ m/m}$ (rapporto di invaso)
- $\Omega = 0,0011 \text{ m}^2$ (area di deflusso)
- $P = 0,104 \text{ m}$ (larghezza pelo libero)

- $(Q_{\max})_h = 0,66 \text{ lt/sec}$ (portata massima oraria)
- $\xi = 0,1 \text{ mm.}$ (scabrezza omogenea)
- $\Delta = 0,00333 \text{ m/m}$ (pendenza)
- $V = 0,35 \text{ m/s}$ (velocità)
- $\lambda = 0,12 \text{ m/m}$ (rapporto di invaso)
- $\Omega = 0,0019 \text{ m}^2$ (area di deflusso)
- $P = 0,123 \text{ m}$ (larghezza pelo libero)

VERIFICA TRONCO FOGNA NERA N19-N7 (Diametro DN/OD 200mm)

Il tronco di fogna nera servirà 278 residenti, per cui le portate di deflusso di esercizio di detto tronco sono le seguenti:

- $Q_m = \frac{\alpha \times N \times d}{86400} = \frac{0,80 \times 278 \times 250}{86400} = 0,64 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)
- $(Q_{\max})_h = \beta \times Q_m = 2,25 \times 0,64 = 1,45 \text{ lt/sec}$ (portata massima oraria)
- $Q_{\min} = \delta \times Q_m = 0,5 \times 0,64 = 0,32 \text{ lt/sec}$ (portata minima oraria)

La verifica della condotta fognaria è la seguente:

- $Q_m = 0,64 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera di deflusso)
- $\xi = 0,1 \text{ mm.}$ (scabrezza omogenea)
- $\Delta = 0,00200 \text{ m/m}$ pendenza motrice)

- **V = 0,28 m/s** (velocità)
- **$\lambda = 0,13$ m/m** (rapporto di invaso)
- **$\Omega = 0,0023$ m²** (area di deflusso)
- **P = 0,129 m** (larghezza pelo libero)
- **$(Q_{\max})_h = 1,45$ lt/sec** (portata massima oraria)
- **$\xi = 0,1$ mm.** (scabrezza omogenea)
- **$\Delta = 0,00200$ m/m** (pendenza)
- **V = 0,36 m/s** (velocità)
- **$\lambda = 0,20$ m/m** (rapporto di invaso)
- **$\Omega = 0,0040$ m²** (area di deflusso)
- **P = 0,152 m** (larghezza pelo libero)

VERIFICA TRONCO FOGNA NERA N11-N7 (Diametro DN/OD 200mm)

Nel tronco di fogna nera sverseranno i reflui dei tronchi N7-N11 e N19-N7 inoltre servirà i 25 residenti del lotto SF16, in definitiva servirà : $127+278+25= 430$ residenti, per cui le portate di deflusso di esercizio di detto tronco sono le seguenti:

- $Q_m = \frac{\alpha \times N \times d}{86400} = \frac{0,80 \times 430 \times 250}{86400} = 1,00$ lt/sec (portata media giornaliera)
- $(Q_{\max})_h = \beta \times Q_m = 2,25 \times 1,00 = 2,25$ lt/sec (portata massima oraria)
- $Q_{\min} = \delta \times Q_m = 0,5 \times 1,00 = 0,50$ lt/sec (portata minima oraria)

La verifica della condotta fognaria è la seguente:

- **$Q_m = 1,00$ lt/sec** (portata media giornaliera di deflusso)
- **$\xi = 0,1$ mm.** (scabrezza omogenea)
- **$\Delta = 0,00333$ m/m** (pendenza motrice)
- **V = 0,39 m/s** (velocità)
- **$\lambda = 0,14$ m/m** (rapporto di invaso)
- **$\Omega = 0,0025$ m²** (area di deflusso)
- **P = 0,134 m** (larghezza pelo libero)
- **$(Q_{\max})_h = 2,25$ lt/sec** (portata massima oraria)
- **$\xi = 0,1$ mm.** (scabrezza omogenea)
- **$\Delta = 0,00333$ m/m** (pendenza)
- **V = 0,50 m/s** (velocità)
- **$\lambda = 0,22$ m/m** (rapporto di invaso)

- $\Omega = 0,0045 \text{ m}^2$ (area di deflusso)
- $P = 0,156 \text{ m}$ (larghezza pelo libero)

Si riporta la scala di deflusso del tronco fognario di progetto DN/OD 200mm: pendenza 0,333%

| Rapporto Invaso m/m | Velocità m/sec | Portata lt/sec |
|---------------------|----------------|----------------|
| 0,1 | 0,31 | 0,5 |
| 0,2 | 0,48 | 1,9 |
| 0,3 | 0,61 | 4,4 |
| 0,4 | 0,71 | 7,5 |
| 0,5 | 0,78 | 11,10 |
| 0,6 | 0,84 | 14,90 |
| 0,7 | 0,88 | 18,60 |
| 0,8 | 0,89 | 21,70 |
| 0,9 | 0,88 | 23,60 |

Dalla suddetta scala di deflusso si evince che il tronco fognario progettato è idoneo a servire gli insediamenti residenziali oggetto del presente progetto, inoltre consentirà di servire eventuali futuri insediamenti di servizi e di residenze limitrofi a quelli di progetto per una portata massima oraria complessiva di 11,0 lt/sec. , considerando un rapporto di invaso del 50%.

In considerazione che il Gestore del Servizio Idrico Integrato, Gruppo Hera, prescrive che i diametri delle condotte di fogna nera non dovranno essere inferiore a DN/OD 200mm e che dalle verifiche sopra riportate alcune le velocità di deflusso sono leggermente inferiori a quella minima di 0,4 m/sec, il gestore del servizio idrico integrato dovrà effettuare periodicamente i lavaggi dei tronchi fognari per mezzo degli idranti previsti lungo il tracciato della adiacente rete idrica.

VERIFICA DEL TRONCO DI COLLEGAMENTO DELLA NUOVA RETE FOGNARIA AL TRONCO ESISTENTE R11-RE (Diametro DN/OD 200mm) – Pendenza 0,20 %

$$(Q_{\max})_h = (Q_{\max})_h N1-N7 + (Q_{\max})_h N19-N7 + (Q_{\max})_h N7-N11 + (Q_{\max})_h N14-N11$$

$$(Q_{\max})_h = 0,66 + 1,45 + 2,25 + 0,18 = 4,54 \text{ lt/sec}$$

- $(Q_{\max})_h = 4,54 \text{ lt/sec}$ (portata massima oraria)
- $\xi = 0,1 \text{ mm.}$ (scabrezza omogenea)
- $\Delta = 0,00400 \text{ m/m}$ (pendenza)
- $V = 0,51 \text{ m/s}$ (velocità)
- $\lambda = 0,35 \text{ m/m}$ (rapporto di invaso)

- $\Omega = 0,0089\text{m}^2$ (area di deflusso)
- $P = 0,181 \text{ m}$ (larghezza pelo libero)

3.2 Caratteristiche tecnologiche

- La rete fognaria sarà realizzata con tubi e pezzi speciali in Policloruro di Vinile non Plastificato (PVC-U) conformi alla norma UNI EN 1401-1, di diametro esterno DN/OD 200 mm, rigidità anulare SN8 (SDR 34), spessore delle pareti $e_{\min.} 5,9\text{mm}$ - - $e_{\max.} 6,7\text{mm}$ deformazione diametrale non superiore all'8%.
- Le giunzioni saranno realizzate con raccordo a bicchiere e con guarnizione elastomerica, sia i tubi che i pezzi speciali saranno marcati : norma di riferimento, codice d'area di applicazione U (area distante più di 1m dal fabbricato) o UD (area distante meno di 1m dal fabbricato), nome del fabbricante, dimensione nominale, spessore minimo di parete o SDR rigidità anulare, rigidità nominale SN, anno e mese e luogo di produzione.
- Lo scavo sarà realizzato a sezione obbligata di larghezza minima sul fondo pari 70cm, la profondità di interrimento della rete fognante sarà di 90-130cm misurata dalla generatrice di scorrimento dei tubi e, in ogni caso, secondo le indicazioni del Disciplinare del Gestore del Servizio Idrico Integrato Hera Bologna, le canalizzazioni fognanti saranno posizionate a debita distanza dalle condotte di acqua potabile e possibilmente sottostanti alle stesse.
- Le pendenze motrici dei tronchi adottate saranno non inferiori a 0,2% e comunque si cercherà di assicurare nei punti critici velocità minime di scorrimento dei reflui di 0,4m/sec, mentre le velocità massime adottate saranno inferiori di 5m/sec al fine di contenere i fenomeni di abrasione delle tubazioni.
- Alle canalizzazioni in PVC-U con profondità di posa da 0,80 a 2,10m sarà realizzato un bauletto in sabbia, costituito da un letto di posa stabile e a superficie piana, libero da ciottoli, pietrame ed eventuali altri materiali, detto letto di posa sarà realizzato con sabbia dello spessore di 10 cm. L'uniformità del terreno circostante alle canalizzazioni è fondamentale per la corretta realizzazione di una struttura portante, per cui il letto di posa, il rinfiando ed il primo coprimento saranno costipati a mano con pigiatoi piatti o con apparecchi meccanici leggeri, al fine di ottenere un indice di Proctor almeno al 90%, di conseguenza sono state previste durante l'esecuzione delle opere le prove di costipamento e la determinazione delle caratteristiche di densità dei materiali impiegati. Per profondità da 2,20 a 5,00 m sarà realizzato un bauletto di calcestruzzo.

- I pozzetti di ispezione per la fognatura saranno realizzati con elementi prefabbricati in cemento armato, norma di riferimento UNI EN 1917, di dimensioni interne nette di 0,80 x 0,80 m , e posizionati ad interasse variabile tra i 25 m ed i 30 m. Detti pozzetti saranno realizzati con un elemento di base contenente il cunicolo di scorrimento liquami di altezza pari al 50% della condotta, soletta circostante con pendenza verso il cunicolo, elementi di rialzo terminale, soletta con passo d'uomo. Le superfici interne del pozzetto saranno rivestite con malta a base di polimeri ad elementi silicei, le giunzioni dei componenti saranno a tenuta ermetica con guarnizioni in elastomeri resistenti ai liquami aggressivi conformi alle norme UNI 4920. I pozzetti saranno dotati di chiusini di ghisa sferoidale conformi alla norma UNI EN 124, di forma circolare classe D400 (carico rottura 400 kN), diametro DN 600mm.
- Lungo l'intero sviluppo dei tronchi fognanti sarà posato un nastro rosso con la dicitura "Tubazione Fogna" sulla generatrice superiore della condotta ad una distanza da essa di 30 cm , per indicare la presenza in caso di successivi lavori di scavo.
- Le utenze dislocate lungo il tracciato della rete fognaria, saranno servite da specifici fognoli, ciascuno costituito da un sifone DN150mm che si conetterà tramite la derivazione "femmina" alla tubazione di scarico proveniente dall'edificio dell'utenza privata. Mentre, nella derivazione "maschio" del sifone si conetteranno tutti i tubi di PVC-U di diametro DN150 occorrenti per giungere in corrispondenza della generatrice superiore del tronco stradale dove si è già provveduto, nel frattempo, a posare il pezzo d'innesto a compressione in PVC/PP oppure il manicotto a due pezzi in PP.

4. Rete idrica

Il dimensionamento delle infrastrutture idriche a servizio dei 567 residenti, è stato effettuato considerando una dotazione media annua di 250 lt/ab.g., indicata nelle linee guida dei disciplinari tecnici del Gestore del servizio Idrico Integrato Hera di Bologna.

4.1 fabbisogno idrico

4.1.1 richiesta antincendio

Come previsto dalla legge 1570/41 , art. 27 " *Le Amministrazioni comunali sono tenute a provvedere alla istallazione ed alla manutenzione delle bocche da incendio stradali, secondo le possibilità dei rispettivi acquedotti.* ", l'acquedotto comunale deve essere provvisto

di bocche antincendio (idranti sottosuolo) poste a conveniente distanza, che devono garantire una sufficiente portata accoppiata ad un minimo grado di carico piezometrico.

La determinazione della portata antincendio viene effettuata con riferimento alla classica formula di Conti:

$$q_{inc} = 6 * \sqrt{\frac{P}{1000}}$$

Nel caso di in esame si ricava quanto segue:

| zona | abitanti | q _{inc} (l/sec) |
|----------|----------|--------------------------|
| Comparto | 567 | 4.52 |

pertanto si adotterà la seguente tipologia di idrante antincendio

| zona | Diametro nominale (mm) | apparecchiatura | Portata minima (l/sec) |
|----------|------------------------|--------------------------|------------------------|
| Comparto | 50 | con uno sbocco ϕ 45 | 5 |

Il posizionamento della richiesta antincendio (n. 2 idranti sottosuolo) è stato effettuato in concerto con l'ente gestore tenendo conto dei siti più sfavorevoli.

4.1.2 Popolazione residente e fabbisogno idrico

- Rete idrica di distribuzione

La configurazione idraulica adottata è di una rete di “distribuzione a maglie di tipo chiuso” che garantisce un funzionamento certamente più omogeneo del sistema a maglie aperte, assicura il servizio in qualunque punto della zona da servire, anche quando si debba interrompere il flusso idrico in una delle condotte principali per lavori di riparazione, inoltre, offre la possibilità di maggiori richiami d'acqua nel caso di richieste elevate, ad esempio, durante gli incendi.

Anche se le indicazioni progettuali prevedono che l'alimentazione idrica dei lotti SF12 - SF13 - SF14 avverrà dalle condotte esistenti, la presente verifica viene fatta ipotizzando l'approvvigionamento di tutti i lotti dalla rete idrica di progetto, al fine di prevedere in corso d'opera o in futuro eventuali variazioni di distribuzione.

Il progetto prevede l'installazione di due idranti antincendio I₁ e I₂ ciascuno di portata 5lt/sec , conformemente alle indicazione delle norme specifiche.

La distribuzione idrica che viene adottata è una rete del tipo “*a maglie chiuse*” dimensionata per il trasporto della portata massima oraria:

- $Q_m = \frac{N \times d}{86400} = \frac{567 \times 250}{86400} = 1,64 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)
N : abitanti residenti
d : dotazione procapite lt/ab.g
- $Q_{max} = 1,5 \times Q_m = 1,5 \times 1,64 = 2,46 \text{ lt/sec}$ (portata massima giornaliera)
- $(Q_{max})_h = 2,25 \times Q_m = 2,25 \times 1,64 = 3,69 \text{ lt/sec}$ (portata massima oraria)

La rete di distribuzione di progetto sarà posizionata a quota 44,00 – 46,00 m.s.m. , sarà alimentata da tre condotte già in esercizio di diametro DN/OD 110mm con punti di consegna nei nodi 1-C ; 2-C ; 3-C ciascuno avente un carico idrodinamico di 40 – 50 m (4-5 atm)

La rete di distribuzione avrà uno sviluppo complessivo di circa 680,00 ml., sarà realizzata con tubi, di Polietilene di classe PE 100, di diametro DN/OD 110mm., spessore 10,0-11,1mm, SIGMA 80, pressione PN 16 (SDR11), conformi alla UNI EN 12201-1.

Le giunzioni dei tubi e dei pezzi speciali saranno realizzate esclusivamente con manicotti elettrosaldabili in PEAD di classe PE100. Le tubazioni saranno posate ad una profondità variabile 80-100 cm dal piano stradale, lungo un letto di sabbia di spessore 10 cm. Ultimata la posa dei tubi, si procederà al rinfianco degli stessi ed al primo riempimento dello scavo con sabbia sino ad una altezza di almeno 15 cm al di sopra della generatrice superiore dei tubi.

Tutti i nodi della rete idrica saranno realizzati con raccordi, accessori, pezzi speciali e valvolame in ghisa sferoidale conforme alla norma UNI EN 545 del 2010.

Tutti i materiali che saranno utilizzati per la costruzione della rete idrica, dovranno essere certificati di cui al Decreto n.174/2004 del Ministero della Salute.

Lungo l'intero sviluppo dei tronchi idrici sarà posato un nastro blu con la dicitura “Tubazione Acqua” lungo la generatrice superiore della condotta ad una distanza da essa di 30 cm , per indicare la presenza in caso di successivi lavori di scavo.

Ad ultimazione dei lavori sarà eseguita la prova idraulica in opera dell'intera rete di distribuzione adottando una pressione di prova pari a 1,5 volte la pressione di esercizio (con pressione di esercizio inferiore a 10 bar), oppure con una pressione di prova pari alla pressione di esercizio aumentata di 5 bar (con pressione di esercizio maggiore di 10 bar).

L'allacciamento idrico a servizio delle utenze sarà realizzato con tubazioni di polietilene PE 100, con derivazione dal tronco adduttore mediante montaggio del manicotto in due o tre pezzi di Ghisa Sferoidale, con derivazione flangiata DN 40. Alla derivazione flangiata del manicotto d'attacco verrà connessa la saracinesca DN 40 di Ghisa Sferoidale, alla quale sarà

collegato il pezzo speciale “flangia-raccordo a compressione” DN 40x40, a quest’ultimo sarà collegato il tubo di PE 100 del DN 40, PN 16.

Saranno, quindi, installate tutte le curve a compressione in Polipropilene necessarie e la nicchia di alloggio contatore con eventuale collettore in acciaio inox, nel caso di più utenze.

- Allacciamento idrico di polietilene PE 100

Per la realizzazione di un allacciamento idrico di Polietilene PE100 saranno espletate le seguenti principali attività :

- ✓ esecuzione dello scavo a mano e/o con mezzi meccanici in terreno di qualsiasi natura per una profondità generalmente non inferiore a 70 cm dal piano campagna e larghezza non inferiore a cm 40 in corrispondenza della derivazione d’utenza.
- ✓ esecuzione dell’attacco alla tubazione stradale esistente, mediante posa di manicotto in due o tre pezzi di Ghisa Sferoidale, con derivazione flangiata DN 40, ed esecuzione di apposito foro realizzato utilizzando idonea attrezzatura foratubi;
- ✓ posa in opera di saracinesca di Ghisa Sferoidale DN 40, completa di asta di manovra e tubo protettore;
- ✓ posa in opera di tubo di Polietilene PE100, DN 40, PN 16, e di pezzi speciali: raccordo a compressione in Polipropilene con flangia metallica, DN 40x40; raccordo a gomito a compressione in Polipropilene; raccordo, a gomito o diritto, di polipropilene, filettato, DN 40x $\frac{3}{4}$ ” (per contatori da 3 o 5 mc/h), o DN 40x1 $\frac{1}{4}$ ”; in caso di montaggio di collettore per multi-allacciamenti si prevede un raccordo a compressione, a gomito o diritto, di polipropilene, filettato, DN 40x 1 $\frac{1}{2}$ ”;
- ✓ taglio di muratura per posa di tubazione di PE100;
- ✓ posa di opportuni blocchi di ancoraggio in calcestruzzo in corrispondenza delle curve;
- ✓ costruzione di nicchia per alloggio contatore sul muro di recinzione della proprietà privata, con base posta a circa 50 cm dal piano di calpestio, di dimensioni (base x altezza x profondità) 60 x 40 x 20 cm ovvero altre dimensioni opportune nel caso di allacciamenti multipli;

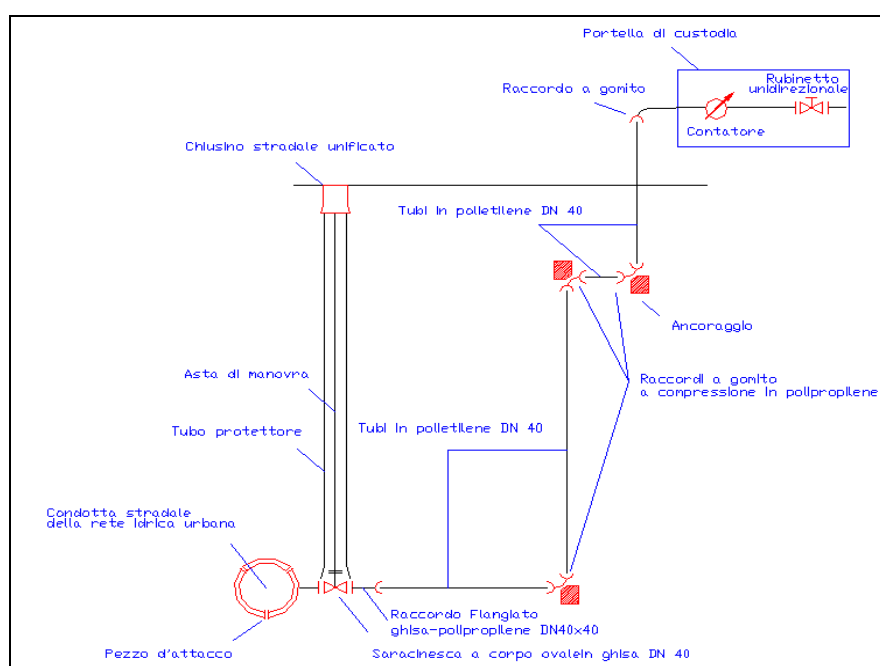
- ✓ posa in opera di rubinetto unidirezionale a sfera;
- ✓ posa in opera di collettore in Acciaio Inox per multi-allacciamenti, nei casi di utenze multiple;
- ✓ posa in opera di portella dotata di chiave di chiusura, previa posa di relativo telaio;
- ✓ rinterro del cavo con materiale arido di cava;
- ✓ posa in opera di chiusino circolare “tipo B” di Ghisa Sferoidale;
- ✓ trasporto a rifiuto del materiale di risulta e conferimento in discarica autorizzata;
- ✓ ripristino dello stato dei luoghi (pacchetto stradale, marciapiede, ecc.), da eseguirsi a regola d'arte, secondo le prescrizioni delle Amministrazioni competenti.

4.2 Descrizione generale dello schema di montaggio

La prima operazione consisterà nel montaggio del manicotto in due o tre pezzi di Ghisa Sferoidale, con derivazione flangiata DN 40, per la realizzazione dell'attacco alla condotta stradale.

Alla derivazione flangiata del manicotto d'attacco verrà connessa la saracinesca DN 40 di Ghisa Sferoidale. Alla saracinesca sarà collegato il pezzo speciale “flangia-raccordo a compressione” DN 40x40, al quale verrà inserito il tubo di PE 100 del DN 40, PN 16. Saranno, quindi, installate tutte le curve a compressione in Polipropilene necessarie a la nicchia di alloggio contatore.

4.2.1 schema di montaggio



Schema tipo – derivazione idrica in PE 100

4.3 calcolo idraulico rete idrica

La rete di distribuzione di progetto sarà posizionata a quota 44,00 - 46,00 m.s.m. , sarà alimentata dalla rete esistente di diametro DN/OD 110mm in tre nodi 1-C ; 2-C ; 3-C ; in corrispondenza di ogni nodo il gestore garantisce un carico idrodinamico di 40 - 50 m (4-5 atm), inoltre il progetto prevede l'installazione di due idranti antincendio ciascuno di portata di 5lt/sec.

Come è stato già specificato, la configurazione adottata è di una rete di "distribuzione a maglie di tipo chiuso" in quanto garantisce per l'intero Comparto Villanova un funzionamento certamente più omogeneo del sistema a maglie aperte, assicura il servizio in qualunque punto della zona da servire, anche quando si debba interrompere il flusso idrico in due dei tre nodi di adduzione per lavori di riparazione, inoltre, offre la possibilità di maggiori richiami d'acqua nel caso di richieste elevate, ad esempio, durante gli incendi.

Viene eseguita la verifica idraulica ipotizzando le condizioni più critiche d funzionamento.

- $Q_m = N \times d / 86400 = 567 \times 250 / 86400 = 1.64 \text{ lt/sec.}$ (portata media giornaliera)
 - o N : abitanti residenti
 - o d : dotazione procapite lt/ab.g
- $Q_{\max} = 1,5 \times Q_m = 1,5 \times 1,64 = 2,46 \text{ lt/sec}$ (portata massima giornaliera)
- $(Q_{\max})_h = 2,25 \times Q_m = 2,25 \times 1,64 = 3,69 \text{ lt/sec}$ (portata massima oraria)

Viene eseguita la verifica idraulica ipotizzando le condizioni più critiche di funzionamento.

A) Alimentazione idrica dell'intero Comparto Villanova dal solo nodo 3C.

| Tronco | Lunghezza | Residenti | Q_m | $(Q_{\max})_h$ | Lotti |
|---------|-----------|-----------|-------------|----------------|-------------------------|
| 3C-A | 185 | 278 | 0.80 | 1.80 | SF1-SF2-SF3-SF4-SF5-SF6 |
| A-1C | 365 | 172 | 0.50 | 1.13 | SF7-SF9-SF10-SF11-SF12 |
| A-2C | 130 | 117 | 0.34 | 0.76 | SF16-SF15-SF14-SF13 |
| SOMMANO | 680 m | 567 | 1.64 lt/sec | 3.69 lt/sec | |

Verifica Tronco 3C-A portata media giornaliera $Q_m=0,80\text{lt/sec}$

$Q_m = 0,80 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$ (velocità cinematica dell'acqua a 15°C)
 $L = 185 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)
 $\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$ (scabrezza tubi lisci da 0.00 a 0.02)

$S = 0,00636 \text{ m}^2$ (sezione liquida ON 90mm)

$\Delta = 4,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 21,62 \text{ m/km}$ (perdita di carico distribuita)

$NRE = 24785,90$ (numero di Reynolds)

$V = 0,78 \text{ m/sec}$ (velocità media) > $0,50 \text{ m/sec}$ (velocità minima consigliata)

$D = 0,03605 \text{ m.}$ (diametro minimo interno) < $0,090 \text{ m.}$ (diametro adottato)

Verifica Tronco 3C-A portata massima oraria $Q_m = 1,80\text{lt/sec}$

($Q_{n\text{rmax}}$) $h = 1,80 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$ (velocità cinematica dell'acqua a 15°C)

$L = 185 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)

$\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$ (scabrezza tubi lisci da 0.00 a 0.02)

$S = 0,00636 \text{ m}^2$ (sezione liquida DN 90mm)

$\Delta = 4,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 21,62 \text{ m/km}$ (perdita di carico distribuita)

$NRE = 41334,63$ (numero di Reynolds)

$V = 0,9684 \text{ m/sec}$ (velocità media) > $0,50 \text{ m/sec}$ (velocità minima consigliata)

$D = 0,04864 \text{ m.}$ (diametro minimo interno) < $0,090 \text{ m.}$ (diametro adottato)

Verifica Tronco A-IC portata media giornaliera $Q_m=0,50\text{lt/sec}$

$Q_m = 0,50 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$ (velocità cinematica dell'acqua a 15°C)

$L = 365 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)

$\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$ (scabrezza tubi lisci da 0.00 a 0.02)

$S = 0,00636 \text{ m}^2$ (sezione liquida ON 90 mm)

$\Delta = 4,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 10,96 \text{ m/km}$ (perdita di carico distribuita)

$NRE = 15969,65$ (numero di Reynolds)

$V = 0,78 \text{ m/sec}$ (velocità media) > $0,50 \text{ m/sec}$ (velocità minima consigliata)

$D = 0,03605 \text{ m.}$ (diametro minimo interno) < $0,090 \text{ m.}$ (diametro adottato)

Verifica Tronco A-1C portata massima oraria $Q_m = 1,131 \text{ t/sec}$

$(Q_{\max})_{h=1} = 1,13 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$ (velocità cinematica dell'acqua a 15°C)

$L = 365 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)

$\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$ (scabrezza tubi lisci da 0.00 a 0.02)

$S = 0,00636 \text{ m}^2$ (sezione liquida DN100)

$\Delta = 4,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 10,96 \text{ m/km}$ (perdita di carico distribuita)

$NRE = 26750,099$ (numero di Reynolds)

$V = 0,6464 \text{ m/sec}$ (velocità media) $> 0,50 \text{ m/sec}$ (velocità minima consigliata)

$D = 0,04864 \text{ m.}$ (diametro minimo interno) $< 0,090 \text{ m.}$ (diametro adottato)

Verifica Tronco A-2C portata media giornaliera $Q_m = 0,34 \text{ t/sec}$

$Q_m = 0,34 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$ (velocità cinematica dell'acqua a 15°C)

$L = 130 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)

$\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$ (scabrezza tubi lisci da 0.00 a 0.02)

$S = 0,00636 \text{ m}^2$ (sezione liquida DN 90 mm)

$\Delta = 4,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 30,77 \text{ m/km}$ (perdita di carico distribuita)

$NRE = 15527$ (numero di Reynolds)

$V = 0,72 \text{ m/sec}$ (velocità media) $> 0,50 \text{ m/sec}$ (velocità minima consigliata)

$D = 0,024 \text{ m.}$ (diametro minimo interno) $< 0,090 \text{ m.}$ (diametro adottato)

Verifica Tronco A-2C portata massima oraria $Q_m = 0,76 \text{ t/sec}$

$(Q_{\max})_{h=1} = 0,76 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$ (velocità cinematica dell'acqua a 15°C)

$L = 130 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)

$\varepsilon = 0,01 \text{ mm.}$ (scabrezza tubi lisci da 0,00 a 0,02)

$S = 0,00636 \text{ m}^2$ (sezione liquida DN100)

$\Delta = 4,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 30,77 \text{ m/km}$ (perdita di carico distribuita)

$NRE = 25827,39$ (numero di Reynolds)

$V = 0,8959 \text{ m/sec}$ (velocità media) $> 0,50 \text{ m/sec}$ (velocità minima consigliata)

$D = 0,033 \text{ m.}$ (diametro minimo interno) $< 0,090 \text{ m.}$ (diametro adottato)

In considerazione che in corrispondenza dei tre nodi di alimentazione della nuova rete idrica di distribuzione, il Gestore del Servizio Idrico Integrato garantisce contemporaneamente una pressione di 4-5 atm, si può dedurre che il diametro interno adottato DN 90 mm è idoneo anche se per cause di forza maggiore (evento sismico o altro) si verificasse un disservizio in due dei tre nodi di approvvigionamento, infatti viene sempre garantito un carico idrodinamico di esercizio ottimale ($40,00 - 4,00 = 36,00$ m); inoltre dalle verifiche si evince che in tutti i casi esaminati, il valore delle velocità sono superiori al limite tabellare di 0,4 m/sec.

B) Alimentazione idrica dell'intero Comparto Villanova dal solo nodo 3C e contemporaneo funzionamento di un idrante antincendio di portata 5lt/sec.

| Tronco | Lunghezza | Residenti | Qm | $(Q_{max})h$ | Lotti |
|---|-----------|-----------|----------------------------|----------------------------|--|
| 3C-A-2C con Funzionamento Idrante n. 2 | 315 | 395 | $0.80+0.34+5.00$ = 6.14 | $1.80+0.76+5.00$ = 7.56 | SF1-SF2-SF3- SF4-SF5-SF6- SF16-SF15- SF14-SF13 |
| 3C-A-1C con Funzionamento Idrante n.1 | 550 | 450 | $0.80+0.50+5.00$ = 6.30 | $1.80+1.13+5.00$ = 7.93 | SF1-SF2-SF3- SF4-SF5-SF6- SF7-SF8-SF9- SF10-SF11- SF12 |

Verifica Tronco 3C-A-2C portata complessiva di 6,14 lt/sec (5lt/sec idrante antincendio n.2 e $Q_m=1,14$ lt/sec)

$Q_m = 6,14$ lt/sec (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14E-06$ mq/sec (velocità cinematica dell'acqua a 15°C) $L = 315$ ml. (lunghezza rete idrica)

$\varepsilon = 0.01$ mm (scabrezza tubi lisci da 0.00 a 0.02)

$S = 0,00636$ mq (sezione liquida ON 90mm)

$\Delta = 4,00$ m (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 12,69$ m/km (perdita di carico distribuita)

$NRE = 80036,24$ (numero di Reynolds)

$V = 1,06$ m/sec (velocità media) > 0,50 m/sec (velocità minima consigliata) $D = 0,086$ m. (diametro minimo interno) < 0,090 m. (diametro adottato)

Verifica Tronco 3C-A-2C portata complessiva di 6,14 lt/sec (5lt/sec idrante antincendio n.2 e $Q_m=1,14\text{lt/sec}$)

$Q_m = 6,14 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14 \times 10^{-6} \text{ mq/sec}$ (velocità cinematica dell'acqua a 15°C) $L = 315 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)

$\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$ (scabrezza tubi lisci da 0.00 a 0.02)

$S = 0,00636 \text{ mq}$ (sezione liquida ON 90mm)

$\Delta = 4,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 12,69 \text{ m/km}$ (perdita di carico distribuita)

$NRE = 80036,24$ (numero di Reynolds)

$V = 1,06 \text{ m/sec}$ (velocità media) $> 0,50 \text{ m/sec}$ (velocità minima consigliata) $D = 0,086 \text{ m.}$ (diametro minimo interno) $< 0,090 \text{ m.}$ (diametro adottato)

Verifica Tronco 3C-A-2C portata complessiva di 7,56 lt/sec (5lt/sec idrante antincendio n.2 e $(Q_{max})h=2,56\text{t/sec}$)

$Q_m = 7,56 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14 \times 10^{-6} \text{ mq/sec}$ (velocità cinematica dell'acqua a 15°C)

$L = 315 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)

$\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$ (scabrezza tubi lisci da 0.00 a 0.02)

$S = 0,00636 \text{ mq}$ (sezione liquida ON 90mm)

$\Delta = 5,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 15,87 \text{ m/km}$ (perdita di carico distribuita)

$NRE = 95499,13$ (numero di Reynolds)

$V = 1,23 \text{ m/sec}$ (velocità media) $> 0,50 \text{ m/sec}$ (velocità minima consigliata)

$D = 0,088 \text{ m.}$ (diametro minimo interno) $< 0,090 \text{ m.}$ (diametro adottato)

Verifica Tronco 3C-A-1C portata complessiva di 6,30 lt/sec (5lt/sec idrante antincendio n.1 e $Q_m=1,30\text{lt/sec}$)

$Q_m = 6,30 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14 \times 10^{-6} \text{ mq/sec}$ (velocità cinematica dell'acqua a 15°C)

$L = 550 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)

$\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$ (scabrezza tubi lisci da 0.00 a 0.02)

$S = 0,00636 \text{ mq}$ (sezione liquida ON 90mm)

$\Delta = 6,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 10,90 \text{ rn/km}$ (perdita di carico distribuita) $NRE = 78818,81$ (numero di Reynolds)

$V = 1,01 \text{ m/sec}$ (velocità media) $> 0,50 \text{ m/sec}$ (velocità minima consigliata)

$D = 0,089 \text{ m.}$ (diametro minimo interno) $< 0,090 \text{ m.}$ (diametro adottato)

Verifica Tronco 3C-A-1C portata complessiva di 7,93 lt/sec (Slt/sec idrante antincendio n.1 e (Qmax)h=2,93lt/sec)

$Q_m = 7,93 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)

$VCA = 1,14E-06 \text{ mq/sec}$ (velocità cinematica dell'acqua a 15°C)

$L = 550 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)

$\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$ (scabrezza tubi lisci da 0.00 a 0.02)

$S = 0,00636 \text{ mq}$ (sezione liquida DN 90mm)

$\Delta = 9,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale ipotizzata alla fine del tronco non anellato)

$J = 16,36 \text{ rn/km}$ (perdita di carico distribuita)

$NRE = 99023,21$ (numero di Reynolds)

$V = 1,26 \text{ m/sec}$ (velocità media) $> 0,50 \text{ m/sec}$ (velocità minima consigliata)

$D = 0,089 \text{ m.}$ (diametro minimo interno) $< 0,090 \text{ m.}$ (diametro adottato)

In considerazione che in corrispondenza dei tre nodi di alimentazione della nuova rete idrica di distribuzione, il Gestore del Servizio Idrico Integrato garantisce contemporaneamente una pressione di 4-5 atm, si può dedurre che il diametro interno adottato DN 90 mm è idoneo anche se per cause di forza maggiore (e vento sismico o altro) si verificasse un disservizio in due dei tre nodi di approvvigionamento e contemporaneo incendio, infatti, viene sempre assicurato un carico idrodinamico di esercizio ottimale ($40,00 - 9,00 = 31,00 \text{ m}$); inoltre dalle verifiche si evince che in tutti i casi esaminati, il valore delle velocità sono superiori al limite tabellare di 0,4 m/sec.

Alla presente relazione sono allegate i tabulati delle 10 verifiche idrauliche elaborate secondo le varie ipotesi di funzionamento.

| | | | | | | | | | |
|--|--|--|--|---|--|---|--|-----------------------------|--|
| VERIFICA TRONCO 3C - A ; PORTATA MEDIA Qm= 0,80lt/sec | | | | | | | | | |
| | | 0,804398148 (senza f) | | | | | | | |
| Portata media q = f·N · d/86400 = | | 0,804398148 l/s | | Numero abitanti N = 278 | | Dotazione giornaliera per abitante = 250 l/ab. g. | | | |
| | | | | Percentuale incremento dovuta per perdite f = | | 0 | | | |
| Port.massima consumo orario = | | Q' = q ·c = 1,91849 l/s | | 0,001918 mc/s | | c (in letteratura secondo formule di vari autori varia da 2,25 a 2,52; valore medio = | | 2,385 | |
| | | | | | | Gibbs = 1,957173 Babbitt = 1,622412 Ippolito-De Martino = | | 6,489646435 | |
| Richiesta aziende e/o industrie = | | 0 l/s | | 0 mc/s | | media dei due = 1,789792 | | media dei tre = 5,034615497 | |
| | | | | Q = 0,0008 mc/s | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| FORMULA APPROSSIMATA (DERIVATA DA QUELLA DI COLEBROOK e WHITE) per la ricerca del diametro D della tubazione dell'acquedotto | | | | | | | | | |
| Q = 0,0008 mc/s | | portata | | ΔH = m 4 | | L = m 185 | | lunghezza condotta | |
| J = ΔH/L= 0,021622 | | cadente piezometrica | | | | | | | |
| Δ = (Q²/gJ)¹/5 = m | | 0,078690905 | | | | | | | |
| ε = 0,00001 m | | scabrezza assoluta della tubazione | | | | | | | |
| ν = 1,14E-06 m²/s | | viscosità cinematica dell'acqua | | | | | | | |
| VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | | | | | | | | | |
| tubi lisci.....0 ÷ 0,02 | | | | | | | | | |
| tubazioni in polietilene Ø fino a 200.....0,01 | | | | | | | | | |
| tubazioni in polietilene Ø>200.....0,05 | | | | | | | | | |
| tubazioni in acciaio nuove.....0,05 | | | | | | | | | |
| tubazioni in acciaio vecchie.....1 ÷ 3 | | | | | | | | | |
| tubazioni in ghisa nuove.....0,15 | | | | | | | | | |
| tubazioni in ghisa vecchie.....3 ÷ 5 | | | | | | | | | |
| tubazioni in cemento armato nuove.....0,10÷0,15 | | | | | | | | | |
| tubazioni in cemento armato vecchie.....2 | | | | | | | | | |
| Diametro minimo interno | | | | | | | | | |
| D ≈ Δ | | | | ≈ m 0,036048774 | | | | | |
| | | [-π/√2 log(ε/1,77Δ + 5,4 ν/(Δ³/2 √gJ))]²/5 | | | | | | | |
| controllo Δ/D ≈ 2,1 | | 2,182901019 | | | | | | | |
| velocità media Vm = 0,783825 m/s | | | | | | | | | |
| controllo NRE = 24785,90365 (numero di Reynolds) | | | | | | | | | |
| controllo resistenza tubazione λ= 0,024890839 (coefficiente perdita di carico) | | | | | | | | | |
| Formula di Darcy-Weisbach | | | | | | | | | |
| J = (λ·Vm²)/(2·g·D) = 0,021621622 Perdita di carico distribuita (cadente piez.) in mH2O/m | | | | | | | | | |
| | | 21,62162162 m/km | | | | | | | |

| | | | | | | | | | |
|--|--|---|--|---|--|---|--|-----------------------------------|--|
| VERIFICA TRONCO 3C-A ; PORTATA MAX ORARIA (Qmax)h = 1,80 lt/sec | | | | | | | | | |
| | | 0,804398148 (senza f) | | | | | | | |
| Portata media q = f·N · d/86400 = | | 0,804398148 l/s | | Numero abitanti N = 278 | | Dotazione giornaliera per abitante = 250 l/ab. g. | | | |
| | | | | Percentuale incremento dovuta per perdite f = 0 | | | | | |
| Port.massima consumo orario = | | Q' = q ·c = 1,91849 l/s | | 0,001918 mc/s | | c (in letteratura secondo formule di vari autori varia da 2,25 a 2,52; valore medio = 2,385 | | | |
| | | | | | | Gibbs = 1,957173 Babbitt = 1,622412 | | Ippolito-De Martino = 6,489646435 | |
| Richiesta aziende e/o industrie = | | 0 l/s | | 0 mc/s | | media dei due = 1,789792 | | media dei tre = 5,034615497 | |
| | | | | Q = 0,0018 mc/s | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| FORMULA APPROSSIMATA (DERIVATA DA QUELLA DI COLEBROOK e WHITE) per la ricerca del diametro D della tubazione dell'acquedotto | | | | | | | | | |
| Q = 0,0018 mc/s | | portata | | ΔH = m 4 | | L = m 185 | | lunghezza condotta | |
| J = ΔH/L= 0,021622 | | cadente piezometrica | | | | | | | |
| Δ = (Q²/gJ)¹/⁵ = m | | 0,108842259 | | | | | | | |
| ε = 0,00001 m | | scabrezza assoluta della tubazione | | | | | | | |
| ν = 1,14E-06 m²/s | | viscosità cinematica dell'acqua | | | | | | | |
| VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | | | | | | | | | |
| tubi lisci.....0 ÷ 0,02 | | | | | | | | | |
| tubazioni in polietilene Ø fino a 200.....0,01 | | | | | | | | | |
| tubazioni in polietilene Ø>200.....0,05 | | | | | | | | | |
| tubazioni in acciaio nuove.....0,05 | | | | | | | | | |
| tubazioni in acciaio vecchie.....1 ÷ 3 | | | | | | | | | |
| tubazioni in ghisa nuove.....0,15 | | | | | | | | | |
| tubazioni in ghisa vecchie.....3 ÷ 5 | | | | | | | | | |
| tubazioni in cemento armato nuove.....0,10÷0,15 | | | | | | | | | |
| tubazioni in cemento armato vecchie.....2 | | | | | | | | | |
| Diametro minimo interno | | | | | | | | | |
| D ≈ Δ | | | | ≈ m | | 0,048636656 | | | |
| | | [-π/√2 log(ε/1,77Δ + 5,4 √(Δ³/2 √gJ))]²/5 | | | | | | | |
| controllo Δ/D ≈ 2,1 | | 2,237864774 | | | | | | | |
| velocità media Vm = 0,968847021 m/s | | | | | | | | | |
| controllo NRE = 41334,63097 (numero di Reynolds) | | | | | | | | | |
| controllo resistenza tubazione λ= 0,021980651 (coefficiente perdita di carico) | | | | | | | | | |
| Formula di Darcy-Weisbach | | | | | | | | | |
| J = (λ·Vm²)/(2·g·D) = 0,021621622 Perdita di carico distribuita (cadente piez.) in mH2O/m | | | | | | | | | |
| | | 21.62162162 m/km | | | | | | | |

| | |
|--|-----------|
| VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | |
| tubi lisci..... | 0 ÷ 0,02 |
| tubazioni in polietilene Ø fino a 200..... | 0,01 |
| tubazioni in polietilene Ø>200..... | 0,05 |
| tubazioni in acciaio nuove..... | 0,05 |
| tubazioni in acciaio vecchie..... | 1 ÷ 3 |
| tubazioni in ghisa nuove..... | 0,15 |
| tubazioni in ghisa vecchie..... | 3 ÷ 5 |
| tubazioni in cemento armato nuove..... | 0,10÷0,15 |
| tubazioni in cemento armato vecchie..... | 2 |

| | |
|---|----------|
| VALORI VISCOSITA' CINEMATICA DELL'ACQUA m ² /s | |
| 0 °C | 1,79E-06 |
| 4 °C | 1,52E-06 |
| 10 °C | 1,31E-06 |
| 15 °C | 1,14E-06 |
| 20 °C | 1,01E-06 |
| 30 °C | 8E-07 |
| 40 °C | 6,5E-07 |

| | | | | | | | | | |
|--|---|---|---|-------------|---|----------|--------------------|-------------|-----------------------|
| VERIFICA TRONCO 3C-A-1C CON FUNZIONAMENTO IDRANTE ANTINCENDIO 5lt/sec e Qm= 1,30lt/sec. | | | | | | | | | |
| Portata media q = f·N · d/86400 = | 1,302083333 (senza f) | l/s | Numero abitanti N = | 450 | Dotazione giornaliera per abitante = | 250 | l/ab. g. | | |
| | | | Percentuale incremento dovuta per perdite f = | 0 | | | | | |
| Port.massima consumo orario = | Q' = q · c = | 0 l/s | 0 mc/s | | c (in letteratura secondo formule di vari autori varia da 2,25 a 2,52; valore medio = | | | 2,385 | |
| | | | | | Gibbs = | 1,806209 | Babbitt = | 1,473423 | Ippolito-De Martino = |
| Richiesta antincendio | 5 l/s | | 0,005 mc/s | | media dei due = | 1,639816 | media dei tre = | 4,586662308 | 5,89369277 |
| | | | Q = | 0,0063 mc/s | | | | | |
| FORMULA APPROSSIMATA (DERIVATA DA QUELLA DI COLEBROOK e WHITE) per la ricerca del diametro D della tubazione dell'acquedotto | | | | | | | | | |
| Q = | 0,0063 mc/s | portata | ΔH = m | 6 | L = m | 550 | lunghezza condotta | | |
| J = ΔH/L= | 0,010909 | cadente piezometrica | | | | | | | |
| Δ = (Q²/gJ)¹/⁵ = m | 0,205989321 | | | | | | | | |
| ε = | 0,00001 m | scabrezza assoluta della tubazione | | | | | | | |
| v = | 1,14E-06 m²/s | viscosità cinematica dell'acqua | | | | | | | |
| VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | | | | | | | | | |
| Diametro minimo interno | | | | | | | | | |
| D ≈ | Δ | | ≈ m | 0,089272137 | | | | | |
| | [-π/√2 log(ε/1,77Δ + 5,4 v(Δ³/2 √gJ))]²/⁵ | | | | | | | | |
| controllo Δ/D ≈ 2,1 | 2,307431283 | | | | | | | | |
| velocità media Vm = | 1,006511656 m/s | | | | | | | | |
| controllo NRE = | 78818,81242 | (numero di Reynolds) | | | | | | | |
| controllo resistenza tubazione λ= | 0,01886105 | (coefficiente perdita di carico) | | | | | | | |
| VALORI VISCOSITA' CINEMATICA DELL'ACQUA m²/s | | | | | | | | | |
| Formula di Darcy-Weisbach | | | | | | | | | |
| J = (λ · Vm²)/(2 · g · D) = | 0,010909091 | Perdita di carico distribuita (cadente piez.) in mH2O/m | | | | | | | |
| | 10,90909091 | m/km | | | | | | | |

| | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|---|---|---------|---|----------|-----------------|--------------------|-----------------------|
| VERIFICA TRONCO 3C-A-1C CON FUNZIONAMENTO IDRANTE ANTINCENDIO 5lt/sec e (Qmax)h = 2,93lt/sec. | | | | | | | | | |
| Portata media q = f·N · d/86400 = | 1,302083333 (senza f) | l/s | Numero abitanti N = | 450 | Dotazione giornaliera per abitante = | 250 | l/ab. g. | | |
| | | | Percentuale incremento dovuta per perdite f = | 0 | | | | | |
| Port.massima consumo orario = | Q' = q · c = | 0 l/s | 0,00293 | mc/s | c (in letteratura secondo formule di vari autori varia da 2,25 a 2,52; valore medio = | 2,385 | | | |
| | | | | | Gibbs = | 1,806209 | Babbitt = | 1,473423 | Ippolito-De Martino = |
| Richiesta antincendio | 5 l/s | | 0,005 | mc/s | media dei due = | 1,639816 | media dei tre = | 4,586662308 | 5,89369277 |
| | | | Q = | 0,00793 | mc/s | | | | |
| FORMULA APPROSSIMATA (DERIVATA DA QUELLA DI COLEBROOK e WHITE) per la ricerca del diametro D della tubazione dell'acquedotto | | | | | | | | | |
| Q = | 0,00793 | mc/s | portata | ΔH = m | 9 | L = m | 550 | lunghezza condotta | |
| J = ΔH/L= | 0,016364 | cadente piezometrica | | | | | | | |
| Δ = (Q²/gJ)^(1/5) = m | 0,208256953 | | | | | | | | |
| ε = | 0,00001 | m | scabrezza assoluta della tubazione | | | | | | |
| v = | 1,14E-06 | m²/s | viscosità cinematica dell'acqua | | | | | | |
| VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | | | | | | | | | |
| tubi lisci.....0 ÷ 0,02 | | | | | | | | | |
| tubazioni in polietilene Ø fino a 200.....0,01 | | | | | | | | | |
| tubazioni in polietilene Ø>200.....0,05 | | | | | | | | | |
| tubazioni in acciaio nuove.....0,05 | | | | | | | | | |
| tubazioni in acciaio vecchie.....1 ÷ 3 | | | | | | | | | |
| tubazioni in ghisa nuove.....0,15 | | | | | | | | | |
| tubazioni in ghisa vecchie.....3 ÷ 5 | | | | | | | | | |
| tubazioni in cemento armato nuove.....0,10÷0,15 | | | | | | | | | |
| tubazioni in cemento armato vecchie.....2 | | | | | | | | | |
| VALORI VISCOSITA' CINEMATICA DELL'ACQUA m²/s | | | | | | | | | |
| 0 °C | | | | | | | | | |
| 1,79E-06 | | | | | | | | | |
| 4 °C | | | | | | | | | |
| 1,52E-06 | | | | | | | | | |
| 10 °C | | | | | | | | | |
| 1,31E-06 | | | | | | | | | |
| 15 °C | | | | | | | | | |
| 1,14E-06 | | | | | | | | | |
| 20 °C | | | | | | | | | |
| 1,01E-06 | | | | | | | | | |
| 30 °C | | | | | | | | | |
| 8E-07 | | | | | | | | | |
| 40 °C | | | | | | | | | |
| 6,5E-07 | | | | | | | | | |
| Formula di Darcy-Weisbach | | | | | | | | | |
| J = (λ · Vm²)/(2 · g · D) = | 0,016363636 | Perdita di carico distribuita (cadente piez.) in mH2O/m | | | | | | | |
| | 16,36363636 | m/km | | | | | | | |

| | | | | | | | | | |
|--|---|------------------------------------|---|--------------|---|----------|--------------------|-------------|-----------------------|
| VERIFICA TRONCO 3C-A-2C CON FUNZIONAMENTO IDRANTE ANTINCENDIO 5lt/sec e Qm=1,14lt/sec. | | | | | | | | | |
| Portata media q = f·N · d/86400 = | 1,142939815 (senza f) | l/s | Numero abitanti N = | 395 | Dotazione giornaliera per abitante = | 250 | l/ab. g. | | |
| | | | Percentuale incremento dovuta per perdite f = | 0 | | | | | |
| Port.massima consumo orario = | Q' = q · c = | 0 l/s | | 0 mc/s | c (in letteratura secondo formule di vari autori varia da 2,25 a 2,52; valore medio = | | | 2,385 | |
| | | | | | Gibbs = | 1,845882 | Babbitt = | 1,512344 | Ippolito-De Martino = |
| Richiesta antincendio | 5 l/s | | | 0,005 mc/s | media dei due = | 1,679113 | media dei tre = | 4,703800738 | 6,049375966 |
| | | | Q = | 0,00614 mc/s | | | | | |
| FORMULA APPROSSIMATA (DERIVATA DA QUELLA DI COLEBROOK e WHITE) per la ricerca del diametro D della tubazione dell'acquedotto | | | | | | | | | |
| Q = | 0,00614 mc/s | portata | ΔH = m | 4 | L = m | 315 | lunghezza condotta | | |
| J = ΔH/L= | 0,012698 | cadente piezometrica | | | | | | | |
| Δ = (Q ² /gJ) ^{1/5} = m | 0,197780586 | | | | | | | | |
| ε = | 0,00001 m | scabrezza assoluta della tubazione | | | | | | | |
| v = | 1,14E-06 m ² /s | viscosità cinematica dell'acqua | | | | | | | |
| Diametro minimo interno | | | | | | | | | |
| D ≈ | Δ | | ≈ m | 0,085681481 | | | | | |
| | [-π/√2 log(ε/1,77Δ + 5,4 v(Δ ³ /2 √gJ))]^2/5 | | | | | | | | |
| controllo Δ/D ≈ 2,1 | 2,308323617 | | | | | | | | |
| velocità media Vm = | 1,064889539 m/s | | | | | | | | |
| controllo NRE = | 80036,23927 (numero di Reynolds) | | | | | | | | |
| controllo resistenza tubazione λ= | 0,018824623 (coefficiente perdita di carico) | | | | | | | | |
| Formula di Darcy-Weisbach | | | | | | | | | |
| J = (λ · Vm ²)/(2 · g · D) = | 0,012698413 Perdita di carico distribuita (cadente piez.) in mH2O/m | | | | | | | | |
| | 12,6984127 m/km | | | | | | | | |

| | |
|--|-----------|
| VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | |
| tubi lisci..... | 0 ÷ 0,02 |
| tubazioni in polietilene Ø fino a 200..... | 0,01 |
| tubazioni in polietilene Ø>200..... | 0,05 |
| tubazioni in acciaio nuove..... | 0,05 |
| tubazioni in acciaio vecchie..... | 1 ÷ 3 |
| tubazioni in ghisa nuove..... | 0,15 |
| tubazioni in ghisa vecchie..... | 3 ÷ 5 |
| tubazioni in cemento armato nuove..... | 0,10÷0,15 |
| tubazioni in cemento armato vecchie..... | 2 |

| | |
|---|----------|
| VALORI VISCOSITA' CINEMATICA DELL'ACQUA m ² /s | |
| 0 °C | 1,79E-06 |
| 4 °C | 1,52E-06 |
| 10 °C | 1,31E-06 |
| 15 °C | 1,14E-06 |
| 20 °C | 1,01E-06 |
| 30 °C | 8E-07 |
| 40 °C | 6,5E-07 |

| | | | | | | | | | |
|--|---|------------------------------------|---|--------------|---|----------|--------------------|-------------|-----------------------|
| VERIFICA TRONCO 3C-A-2C CON FUNZIONAMENTO IDRANTE ANTINCENDIO 5lt/sec e (Qmax)h=2,56lt/sec. | | | | | | | | | |
| Portata media q = f · N · d/86400 = | 1,142939815 (senza f) | l/s | Numero abitanti N = | 395 | Dotazione giornaliera per abitante = | 250 | l/ab. g. | | |
| | | | Percentuale incremento dovuta per perdite f = | 0 | | | | | |
| Port.massima consumo orario = | Q' = q · c = | 0 l/s | 0,00256 mc/s | | c (in letteratura secondo formule di vari autori varia da 2,25 a 2,52; valore medio = | 2,385 | | | |
| | | | | | Gibbs = | 1,845882 | Babbitt = | 1,512344 | Ippolito-De Martino = |
| Richiesta antincendio | 5 l/s | | 0,005 mc/s | | media dei due = | 1,679113 | media dei tre = | 4,703800738 | 6,049375966 |
| | | | Q = | 0,00756 mc/s | | | | | |
| FORMULA APPROSSIMATA (DERIVATA DA QUELLA DI COLEBROOK e WHITE) per la ricerca del diametro D della tubazione dell'acquedotto | | | | | | | | | |
| Q = | 0,00756 mc/s | portata | ΔH = m | 5 | L = m | 315 | lunghezza condotta | | |
| J = ΔH/L = | 0,015873 | cadente piezometrica | | | | | | | |
| Δ = (Q ² /gJ) ^{1/5} = m | 0,205562091 | | | | | | | | |
| ε = | 0,00001 m | scabrezza assoluta della tubazione | | | | | | | |
| v = | 1,14E-06 m ² /s | viscosità cinematica dell'acqua | | | | | | | |
| Diametro minimo interno | | | | | | | | | |
| D ≈ | Δ | | ≈ m | 0,088415341 | | | | | |
| | [-π/√2 log(ε/1,77Δ + 5,4 √(Δ ³ /2 √gJ))] ^{2/5} | | | | | | | | |
| controllo Δ/D ≈ 2,1 | 2,324959547 | | | | | | | | |
| velocità media Vm = | 1,231336242 m/s | | | | | | | | |
| controllo NRE = | 95499,13479 (numero di Reynolds) | | | | | | | | |
| controllo resistenza tubazione λ = | 0,018160707 (coefficiente perdita di carico) | | | | | | | | |
| Formula di Darcy-Weisbach | | | | | | | | | |
| J = (λ · Vm ²)/(2 · g · D) = | 0,015873016 Perdita di carico distribuita (cadente piez.) in mH2O/m | | | | | | | | |
| | 15,87301587 m/km | | | | | | | | |
| | | | | | VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | | | | |
| | | | | | tubi lisci.....0 + 0,02 | | | | |
| | | | | | tubazioni in polietilene Ø fino a 200.....0,01 | | | | |
| | | | | | tubazioni in polietilene Ø>200.....0,05 | | | | |
| | | | | | tubazioni in acciaio nuove.....0,05 | | | | |
| | | | | | tubazioni in acciaio vecchie.....1 + 3 | | | | |
| | | | | | tubazioni in ghisa nuove.....0,15 | | | | |
| | | | | | tubazioni in ghisa vecchie.....3 + 5 | | | | |
| | | | | | tubazioni in cemento armato nuove.....0,10+0,15 | | | | |
| | | | | | tubazioni in cemento armato vecchie.....2 | | | | |
| | | | | | VALORI VISCOSITA' CINEMATICA DELL'ACQUA m ² /s | | | | |
| | | | | | 0 °C | 1,79E-06 | | | |
| | | | | | 4 °C | 1,52E-06 | | | |
| | | | | | 10 °C | 1,31E-06 | | | |
| | | | | | 15 °C | 1,14E-06 | | | |
| | | | | | 20 °C | 1,01E-06 | | | |
| | | | | | 30 °C | 8E-07 | | | |
| | | | | | 40 °C | 6,5E-07 | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|---|--|---|--|---|--|---|--|--------------|--|-----------------|--|--------------------|--|-----------------------|--|-------------|--|
| VERIFICA TRONCO A-1C ; PORTATA MEDIA Qm = 0,50 lt/sec | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Portata media q = f·N · d/86400 = | | 0,497685185 (senza f) | | Numero abitanti N = | | 172 | | Dotazione giornaliera per abitante = | | 250 l/ab. g. | | | | | | | | | |
| | | | | Percentuale incremento dovuta per perdite f = | | | | 0 | | | | | | | | | | | |
| Port.massima consumo orario = | | Q' = q ·c = | | 1,186979 l/s | | 0,001187 mc/s | | c (in letteratura secondo formule di vari autori varia da 2,25 a 2,52; valore medio = | | | | | | 2,385 | | | | | |
| Richiesta aziende e/o industrie = | | 0 l/s | | | | 0 mc/s | | Gibbs = | | 2,120225 | | Babbitt = | | 1,78593 | | Ippolito-De Martino = | | 7,143718065 | |
| | | | | Q = | | 0,0005 mc/s | | media dei due = | | 1,953077 | | media dei tre = | | 5,524936239 | | | | | |
| FORMULA APPROSSIMATA (DERIVATA DA QUELLA DI COLEBROOK e WHITE) per la ricerca del diametro D della tubazione dell'acquedotto | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Q = | | 0,0005 mc/s | | portata | | ΔH = m | | 4 | | L = m | | 365 | | lunghezza condotta | | | | | |
| J = ΔH/L= | | 0,010959 | | cadente piezometrica | | | | | | | | | | | | | | | |
| Δ = (Q²/gJ)¹/⁵ = m | | 0,07469659 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ε = | | 0,00001 m | | scabrezza assoluta della tubazione | | VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | | | | | | | | | | | | | |
| ν = | | 1,14E-06 m²/s | | viscosità cinematica dell'acqua | | tubi lisci.....0 ÷ 0,02 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | tubazioni in polietilene Ø fino a 200.....0,01 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | tubazioni in polietilene Ø>200.....0,05 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | tubazioni in acciaio nuove.....0,05 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | tubazioni in acciaio vecchie.....1 ÷ 3 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | tubazioni in ghisa nuove.....0,15 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | tubazioni in ghisa vecchie.....3 ÷ 5 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | tubazioni in cemento armato nuove.....0,10+0,15 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | tubazioni in cemento armato vecchie.....2 | | | | | | | | | | | | | |
| Diametro minimo interno | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D ≈ | | Δ | | | | ≈ m | | 0,034968732 | | | | | | | | | | | |
| | | [-π/√2 log(ε/1,77Δ + 5,4 √(Δ³/2 √gJ))]²/⁵ | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| controllo Δ/D ≈ 2,1 | | 2,136096595 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| velocità media Vm = | | 0,520619402 m/s | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| controllo NRE = | | 15969,6495 (numero di Reynolds) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| controllo resistenza tubazione λ= | | 0,027739927 (coefficiente perdita di carico) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Formula di Darcy-Weisbach | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| J = (λ·Vm²)/(2·g·D) = | | 0,010958904 Perdita di carico distribuita (cadente piez.) in mH2O/m | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 10,95890411 m/km | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|---|--|---|--|---|--|---|--|--------------|--|------------------------|--|-----------------------|--|-------------|--|
| VERIFICA TRONCO A-1C ; PORTATA MASSIMA ORARIA (Qmax)h = 1,13lt/esc | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Portata media q = f·N · d/86400 = | | 0,497685185 (senza f) | | Numero abitanti N = | | 172 | | Dotazione giornaliera per abitante = | | 250 l/ab. g. | | | | | | | |
| | | | | Percentuale incremento dovuta per perdite f = | | | | 0 | | | | | | | | | |
| Port.massima consumo orario = | | Q' = q ·c = | | 1,186979 l/s | | 0,001187 mc/s | | c (in letteratura secondo formule di vari autori varia da 2,25 a 2,52; valore medio = | | | | 2,385 | | | | | |
| Richiesta aziende e/o industrie = | | 0 l/s | | 0 mc/s | | Gibbs = | | 2,120225 | | Babbitt = | | 1,78593 | | Ippolito-De Martino = | | 7,143718065 | |
| | | | | Q = | | 0,00113 mc/s | | media dei due = | | 1,953077 | | media dei tre = | | 5,524936239 | | | |
| FORMULA APPROSSIMATA (DERIVATA DA QUELLA DI COLEBROOK e WHITE) per la ricerca del diametro D della tubazione dell'acquedotto | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Q = | | 0,00113 mc/s | | portata | | ΔH = m | | 4 | | L = m | | 365 lunghezza condotta | | | | | |
| J = ΔH/L= | | 0,010959 cadente piezometrica | | | | | | | | | | | | | | | |
| Δ = (Q²/gJ)¹/5 = m | | 0,103500906 | | | | | | | | | | | | | | | |
| ε = | | 0,00001 m | | scabrezza assoluta della tubazione | | VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | | | | | | | | | | | |
| ν = | | 1,14E-06 m²/s | | viscosità cinematica dell'acqua | | tubi lisci.....0 ÷ 0,02 | | | | | | | | | | | |
| Diametro minimo interno | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D ≈ | | Δ | | ≈ m | | 0,047180041 | | tubazioni in polietilene Ø fino a 200.....0,01 | | | | | | | | | |
| [-π/√2 log(ε/1,77Δ + 5,4 √(Δ³/2 √gJ))]²/5 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| controllo Δ/D ≈ 2,1 | | 2,193743448 | | tubazioni in polietilene Ø>200.....0,05 | | | | | | | | | | | | | |
| velocità media Vm = | | 0,646356223 m/s | | tubazioni in acciaio nuove.....0,05 | | | | | | | | | | | | | |
| controllo NRE = | | 26750,0992 (numero di Reynolds) | | tubazioni in acciaio vecchie.....0,05 | | | | | | | | | | | | | |
| controllo resistenza tubazione λ= | | 0,024281783 (coefficiente perdita di carico) | | tubazioni in acciaio vecchie.....1 ÷ 3 | | | | | | | | | | | | | |
| Formula di Darcy-Weisbach | | tubazioni in ghisa nuove.....0,15 | | | | | | | | | | | | | | | |
| J = (λ·Vm²)/(2·g·D) = | | 0,010958904 Perdita di carico distribuita (cadente piez.) in mH2O/m | | tubazioni in ghisa vecchie.....3 ÷ 5 | | | | | | | | | | | | | |
| | | 10,95890411 m/km | | tubazioni in ghisa vecchie.....3 ÷ 5 | | | | | | | | | | | | | |
| | | tubazioni in cemento armato nuove.....0,10+0,15 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | tubazioni in cemento armato vecchie.....2 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | VALORI VISCOSITA' CINEMATICA DELL'ACQUA m²/s | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 0 °C | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1,79E-06 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 4 °C | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1,52E-06 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 10 °C | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1,31E-06 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 15 °C | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1,14E-06 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 20 °C | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1,01E-06 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 30 °C | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 8E-07 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 40 °C | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 6,5E-07 | | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | |
|--|--|--|--|---|---|---|--|--|--|
| VERIFICA TRONCO A-2C ; PORTATA MEDIA Qm = 0,34 lt/sec | | | | | | | | | |
| Portata media q = f·N · d/86400 = | | 0,338541667 (senza f) 0,338541667 l/s | | Numero abitanti N = 117 | | Dotazione giornaliera per abitante = 250 l/ab. g. | | | |
| | | | | Percentuale incremento dovuta per perdite f = 0 | | | | | |
| Port.massima consumo orario = | | Q' = q ·c = 0,807422 l/s | | 0,000807 mc/s | | c (in letteratura secondo formule di vari autori varia da 2,25 a 2,52; valore medio = 2,385 | | | |
| Richiesta aziende e/o industrie = | | 0 l/s | | 0 mc/s | | Gibbs = 2,260853 media dei due = 2,094928 | | Babbitt = 1,929003 media dei tre = 5,952933302 Ippolito-De Martino = 7,716010737 | |
| | | | | Q = 0,00034 mc/s | | | | | |
| FORMULA APPROSSIMATA (DERIVATA DA QUELLA DI COLEBROOK e WHITE) per la ricerca del diametro D della tubazione dell'acquedotto | | | | | | | | | |
| Q = 0,00034 mc/s | | portata | | ΔH = m 4 | | L = m 130 | | lunghezza condotta | |
| J = ΔH/L= 0,030769 | | cadente piezometrica | | | | | | | |
| Δ = (Q²/gJ)¹/⁵ = m 0,052075619 | | | | | | | | | |
| ε = 0,00001 m | | scabrezza assoluta della tubazione | | | VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | | | | |
| ν = 1,14E-06 m²/s | | viscosità cinematica dell'acqua | | | tubi lisci.....0 ÷ 0,02 | | | | |
| Diametro minimo interno | | | | | tubazioni in polietilene Ø fino a 200.....0,01 | | | | |
| D ≈ Δ | | | | | tubazioni in polietilene Ø>200.....0,05 | | | | |
| [-π/√2 log(ε/1,77Δ + 5,4 ν/(Δ³/2 √gJ))]²/5 | | | | | tubazioni in acciaio nuove.....0,05 | | | | |
| | | | | | tubazioni in acciaio vecchie.....1 ÷ 3 | | | | |
| | | | | | tubazioni in ghisa nuove.....0,15 | | | | |
| | | | | | tubazioni in ghisa vecchie.....3 ÷ 5 | | | | |
| controllo Δ/D ≈ 2,1 2,129306545 | | | | | tubazioni in cemento armato nuove.....0,10+0,15 | | | | |
| | | | | | tubazioni in cemento armato vecchie.....2 | | | | |
| velocità media Vm = 0,723763268 m/s | | | | | VALORI VISCOSITA' CINEMATICA DELL'ACQUA m²/s | | | | |
| controllo NRE = 15527,01368 (numero di Reynolds) | | | | | 0 °C 1,79E-06 | | | | |
| | | | | | 4 °C 1,52E-06 | | | | |
| | | | | | 10 °C 1,31E-06 | | | | |
| controllo resistenza tubazione λ= 0,02818505 (coefficiente perdita di carico) | | | | | 15 °C 1,14E-06 | | | | |
| | | | | | 20 °C 1,01E-06 | | | | |
| | | | | | 30 °C 8E-07 | | | | |
| Formula di Darcy-Weisbach | | | | | 40 °C 6,5E-07 | | | | |
| J = (λ·Vm²)/(2·g·D) = 0,030769231 Perdita di carico distribuita (cadente piez.) in mH2O/m | | | | | | | | | |
| 30.76923077 m/km | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | |
|--|--|---|--|--|--|---|--|---|--|
| VERIFICA TRONCO A-2C ; PORTATA MASSIMA ORARIA (Qmax)h= 0,76lt/sec | | | | | | | | | |
| Portata media q = f · N · d/86400 = | | 0,338541667 (senza f) | | 0,338541667 l/s | | Numero abitanti N = | | 117 | |
| | | | | | | Dotazione giornaliera per abitante = | | 250 l/ab. g. | |
| | | | | | | Percentuale incremento dovuta per perdite f = | | 0 | |
| Port.massima consumo orario = | | Q' = q · c = | | 0,807422 l/s | | 0,000807 mc/s | | c (in letteratura secondo formule di vari autori varia da 2,25 a 2,52; valore medio = 2,385 | |
| | | | | | | Gibbs = | | 2,260853 | |
| | | | | | | | | Babbitt = | |
| | | | | | | | | 1,929003 | |
| | | | | | | | | Ippolito-De Martino = | |
| | | | | | | | | 7,716010737 | |
| Richiesta aziende e/o industrie = | | 0 l/s | | 0 mc/s | | media dei due = | | 2,094928 | |
| | | | | Q = | | 0,00076 mc/s | | media dei tre = | |
| | | | | | | | | 5,952933302 | |
| FORMULA APPROSSIMATA (DERIVATA DA QUELLA DI COLEBROOK e WHITE) per la ricerca del diametro D della tubazione dell'acquedotto | | | | | | | | | |
| Q = | | 0,00076 mc/s | | portata | | ΔH = m | | 4 | |
| | | | | | | | | L = m | |
| | | | | | | | | 130 lunghezza condotta | |
| J = ΔH/L= | | 0,030769 | | cadente piezometrica | | | | | |
| Δ = (Q²/gJ)¹/⁵ = m | | 0,071840328 | | | | | | | |
| ε = | | 0,00001 m | | scabrezza assoluta della tubazione | | VALORI DELLA SCABREZZA ASSOLUTA ε IN mm | | | |
| ν = | | 1,14E-06 m²/s | | viscosità cinematica dell'acqua | | tubi lisci.....0 ÷ 0,02 | | | |
| | | | | | | tubazioni in polietilene Ø fino a 200.....0,01 | | | |
| | | | | | | tubazioni in polietilene Ø>200.....0,05 | | | |
| | | | | | | tubazioni in acciaio nuove.....0,05 | | | |
| | | | | | | tubazioni in acciaio vecchie.....1 ÷ 3 | | | |
| | | | | | | tubazioni in ghisa nuove.....0,15 | | | |
| | | | | | | tubazioni in ghisa vecchie.....3 ÷ 5 | | | |
| | | | | | | tubazioni in cemento armato nuove.....0,10÷0,15 | | | |
| | | | | | | tubazioni in cemento armato vecchie.....2 | | | |
| Diametro minimo interno | | | | | | | | | |
| D ≈ | | Δ | | ≈ m | | 0,032865356 | | | |
| | | [-π/√2 log(ε/1,77Δ + 5,4 √(Δ³/2 √gJ))]²/⁵ | | | | | | | |
| controllo Δ/D ≈ 2,1 | | 2,185898401 | | | | | | | |
| velocità media Vm = | | 0,895874222 m/s | | VALORI VISCOSITA' CINEMATICA DELL'ACQUA m²/s | | | | | |
| controllo NRE = | | 25827,39023 (numero di Reynolds) | | 0 °C | | | | | |
| | | | | 1,79E-06 | | | | | |
| | | | | 4 °C | | | | | |
| | | | | 1,52E-06 | | | | | |
| | | | | 10 °C | | | | | |
| | | | | 1,31E-06 | | | | | |
| controllo resistenza tubazione λ= | | 0,024720651 (coefficiente perdita di carico) | | 15 °C | | | | | |
| | | | | 1,14E-06 | | | | | |
| | | | | 20 °C | | | | | |
| | | | | 1,01E-06 | | | | | |
| | | | | 30 °C | | | | | |
| | | | | 8E-07 | | | | | |
| Formula di Darcy-Weisbach | | | | 40 °C | | | | | |
| | | | | 6,5E-07 | | | | | |
| J = (λ · Vm²)/(2 · g · D) = | | 0,030769231 Perdita di carico distribuita (cadente piez.) in mH2O/m | | | | | | | |
| | | 30.76923077 m/km | | | | | | | |