

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
 LEGGE OBIETTIVO N. 443/01
 LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
 Lotto Funzionale Brescia-Verona
 PROGETTO DEFINITIVO**

STRADE DI COLLEGAMENTO PRINCIPALI

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA GENERALE

IL PROGETTISTA INTEGRATORE
 saipem spa
 Tommaso Taranta
 Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23763/Sez. A Settori: a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informatica

IL PROGETTISTA
 saipem spa
 Tommaso Taranta
 Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23763/Sez. A Settori: a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informatica

Tel. 02.52020571 Fax. 02.52020309
 CF. e P.IVA 0083709137

ALTA SORVEGLIANZA



Verificato	Data	Approvato	Data

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	N	0	5	0	0	D	E	2	R	I	S	L	0	0	0	0	0	0	2	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Consorzio Cepav due Project Director (Ing. F. Lombardi) Data: _____
0	31.03.14	Emissione per CdS	M.T.	31.03.14	DINARDO	31.03.14	LAZZARI	31.03.14	

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121

Data: 31.03.14

Doc. N.: 40003_07.doc



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 40003-07

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RISL0000-002

Rev.
0

Foglio
2 di 14

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIATTAFORMA STRADALE.....	4
3. VERIFICA DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LA RETE DI DRENAGGIO.....	5
3.1 TRATTE A RASO O IN LEGGERO RILEVATO	5
3.2 TRATTE IN TRINCEA.....	6
3.2.1 <i>Captazioni superficiali</i>	7
3.2.2 <i>Rete di convogliamento</i>	9
3.2.3 <i>Vasche di accumulo</i>	10
3.2.4 <i>Impianti di sollevamento</i>	12

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento e la verifica del sistema di drenaggio delle acque meteoriche afferenti ai sottopassi di nuova progettazione, che si rendono necessari per garantire l'interconnessione tra le aree poste a nord e sud della nuova linea ferroviaria A.C. Milano – Verona e della nuova autostrada BRE-BE-MI.

Accade infatti che le nuove infrastrutture, attraversando la pianura Padana in direzione ovest-est, interferiscano con la viabilità esistente e la relativa rete idrografica costituita da corsi d'acqua naturali e da numerosi canali artificiali.

La viabilità principale viene ripristinata mediante sottopassaggio dell'autostrada e della linea ferroviaria in tombini scatolari, ai quali si accede tramite rampe di connessione alla viabilità esistente.

La piattaforma stradale ha una larghezza pavimentata variabile di caso in caso (mediamente pari a di 10.50 m), si mantiene a raso o in leggero rilevato nella tratta di interconnessione e passa in trincea in corrispondenza delle rampe di accesso al sottopasso. L'attraversamento avviene pressochè perpendicolarmente alle infrastrutture con una pendenza massima delle rampe del 5%.

Il punto di minimo idraulico, nel quale vengono raccolte le acque meteoriche, è posizionato in corrispondenza dell'ingresso dello scatolare di attraversamento.

Le acque di pioggia che cadono sulla piattaforma stradale vengono convogliate al di sopra del conglomerato bituminoso, posato con pendenza trasversale minima del 2.5%, fino alla banchina ove viene captata dalle caditoie nella tratta in trincea, oppure lasciata scorrere verso i fossi disperdenti in corrispondenza dei tratti a raso.

Dalle captazioni superficiali l'acqua piovana, convogliata mediante tubi in PVC DN160/300/400 posati al di sotto del piano stradale, giunge al minimo altimetrico dell'intervento ove viene scaricata nella vasca di accumulo/smaltimento.

Due stazioni di sollevamento, separate per le acque di prima pioggia e per quelle successive, permettono di scaricare le acque meteoriche nei ricettori finali costituiti dai canali esistenti in zona.

Tutti gli elaborati di riferimento citati all'interno del documento sono da intendersi con codice commessa "IN05" in luogo di "A202".

2. DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIATTAFORMA STRADALE

L'espressione generale della curva di possibilità pluviometrica (c.p.p.) utilizzata come base per i calcoli idraulici è la seguente:

$$h = a \cdot t^n$$

ovvero l'intensità media di precipitazione i al tempo t è:

$$i = a t^{n-1}$$

i cui parametri vengono dedotti dallo studio idrologico appositamente predisposto, in riferimento al tempo di ritorno di 25 anni.

I parametri che massimizzano e minimizzano l'intensità di pioggia nelle zone oggetto di intervento sono:

- coefficienti c.p.p. max: $a = 59.62$ $n = 0.201$;
- coefficienti c.p.p. min: $a = 43.66$ $n = 0.214$.

La portata al colmo è calcolata tramite la formula razionale:

$$Q = u \cdot S \quad [\text{m}^3 / \text{s}]$$

dove:

- u è il coefficiente udometrico [$\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$];
- S è la superficie totale da drenare [ha].

La stima del coefficiente udometrico u , e quindi della portata al colmo, può essere eseguita mediante l'applicazione del metodo della corrivazione, che simula correttamente le effettive condizioni di deflusso delle acque meteoriche sulla piattaforma stradale, in cui i fenomeni di traslazione prevalgono su quello di invaso.

Il coefficiente udometrico assume quindi la seguente espressione:

$$u = 2.78 \cdot \phi \cdot \varepsilon \cdot i$$

dove:

- ϕ = coefficiente di afflusso, assunto pari a 1.0 per le aree pavimentate;
- ε = coefficiente di laminazione assunto pari a 1.0;
- i = intensità di pioggia relativa al tempo t .

Il tempo di corrivazione è stato così calcolato:

$$T_0 = t_e + \frac{t_r}{1.5}$$

dove:

- T_0 = tempo di corrivazione;

- t_e = tempo di ingresso in rete, convenzionalmente pari a 5 minuti;
- t_r = tempo di rete o di traslazione.

Il coefficiente di afflusso per il bacino afferente alla singola caditoia è pari ad 1.0, essendo l'area da drenare completamente pavimentata; il tempo di corrivazione assunto è di 5 minuti (tempo minimo nel campo di validità della c.p.p.).

La superficie totale da drenare nel caso medio si riferisce ad un sottopasso avente lunghezza pari a 550 m e quindi, essendo la larghezza di 10.5 m, l'area afferente al sistema di drenaggio è pari a 0.57 ha.

La portata al colmo, calcolata sull'estensione di bacino media, per eventi pluviometrici con tempo di ritorno di 25 anni nella zona di maggior piovosità (coefficienti della c.p.p. massimi), è pari a circa 700 l/s.

Il volume di prima pioggia, calcolato come

3. VERIFICA DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LA RETE DI DRENAGGIO

3.1 Tratte a raso o in leggero rilevato

Le tratte a raso o in leggero rilevato scaricano le acque di piattaforma direttamente nei fossi drenanti a lato strada.

La portata di dimensionamento del fosso non rivestito è la portata al colmo dell'intera sede stradale drenata che si verifica in corrispondenza della durata di pioggia che massimizza il volume assegnato al fosso.

La durata di pioggia che risulta essere critica per il fosso non rivestito viene calcolata risolvendo la seguente equazione:

$$n \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + (1-n) \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta_w^{-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - Q_u = 0$$

dove i simboli assumono il seguente significato:

- n = parametro della curva di possibilità pluviometrica;
- φ = coefficiente di deflusso;

- A = superficie drenante (m²);
 a = parametro della curva di possibilità pluviometrica (mm/hn);
 T_c = tempo di corrivazione del bacino (h);
 θ_w = durata critica che massimizza il volume di pioggia (h);
 Q_u = portata infiltrata (m³/s).

La dimensione trasversale del fosso viene determinata in base all'equazione di continuità dei serbatoi funzione della portata entrante (portata al colmo) e della portata uscente (portata infiltrata) dal fosso non rivestito.

In particolare la portata infiltrata viene calcolata secondo l'espressione di Vedernikov:

$$Q_u(t) = K \cdot [B + 3 \cdot h(t)] \cdot L$$

dove i simboli assumono il seguente significato:

- K = permeabilità del terreno (m/s);
 B = base superiore del fosso drenante (m);
 L = lunghezza del fosso drenante (m);
 h(t) = altezza di riempimento del fosso drenante (m).

La permeabilità medie del terreno e i livelli di falda dei siti oggetto di intervento verranno verificati di volta in volta, si può comunque affermare che un fosso disperdente di sezione trapezia con larghezza di base 0.50 m e profondità di 0.50 con scarpe 1/1 è mediamente in grado di smaltire la portata meteorica afferente dalla semipiattaforma.

Il fosso non rivestito ha una pendenza longitudinale dello 0.05% tale da determinare una velocità di deflusso dell'acqua convogliata molto bassa per migliorare l'effetto di laminazione del fosso stesso.

3.2 Tratte in trincea

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche nelle tratte in trincea è costituito da:

- captazioni superficiali;
- rete di convogliamento;
- vasche di accumulo;
- impianti di sollevamento.

3.2.1 Captazioni superficiali

Le acque meteoriche che cadono sulla piattaforma stradale, ruscellano al di sopra del pavimentato posato a schiena d'asino nei tratti in rettilineo e a pendenza unica nei tratti in curva, fino a quando raggiungono le caditoie dove vengono captate e convogliate all'interno della rete di smaltimento.

Le verifiche che si effettuano nel seguito sono dupli, nel paragrafo 3.2.1.1 viene verificato che il velo liquido che si forma sul pavimentato prima di raggiungere la banchina non abbia un valore tale da provocare pericoli per la circolazione dovuti a fenomeni di acquaplaning.

Nel paragrafo 3.2.1.2 viene verificato che la dimensione delle caditoie sia tale da consentire un'efficienza pari a 1, in altre parole le caditoie devono essere sufficientemente larghe per poter captare l'intera portata che scorre in banchina tra una caditoia e l'altra evitando che una parte di essa prosegua a valle. L'interasse delle caditoie deve avere un valore che consenta la formazione di una portata di deflusso che possa essere completamente captata.

3.2.1.1 Verifica del velo liquido

La seguente verifica è volta a determinare il valore del velo liquido che si forma sulla carreggiata stradale prima di raggiungere il sistema di smaltimento, in altre parole si tratta di verificare che il velo liquido non raggiunga valori tali da provocare pericoli per la circolazione "acquaplaning".

Per il calcolo del valore del velo liquido si utilizza una formula sperimentale messa a punto dal Road Research Laboratory:

$$y = 0.0474 \cdot (L \cdot i)^{0.5} \cdot s$$

dove :

y: altezza del velo liquido

L: lunghezza del percorso della corrente idrica

s: pendenza del percorso della corrente idrica

i: intensità di pioggia

$$L = W \left[1 + \left(\frac{s_L}{s_T} \right)^2 \right]^{0.5}$$

$$s = (s_T^2 + s_L^2)^{0.5}$$

Con:W: larghezza della falda stradale

s_T : pendenza trasversale

s_L : pendenza longitudinale

Considerando i coefficienti di pluviometrici più gravosi: ($a = 59.62$ $n = 0.201$), che generano un intensità di pioggia pari a 434 mm/h, si eseguono due verifiche distinte per i tratti in rettilo e in curva.

Tratti in rettilo

W: 5.25 m

$S_{L\max}$ 7%

S_T 2.5%

Si ottiene un velo liquido pari a 6,4 mm; considerando che ai fini della sicurezza risultano accettabili valori inferiori ai 6-7 mm e che il valore ricavato è riferito al caso più gravoso, si conclude che la verifica risulta soddisfatta.

Tratti in curva

W: 10.5 m

$S_{L\max}$ 7%

S_T 7%

Si ottiene un velo liquido pari a 6.0 mm; considerando che ai fini della sicurezza risultano accettabili valori inferiori ai 6-7 mm e che il valore ricavato è riferito al caso più gravoso, si conclude che la verifica risulta soddisfatta.

3.2.1.2 Verifica dell'interasse e della dimensione delle caditoie

Si vuole determinare l'interasse e la dimensione delle caditoie, per fare in modo che la portata che scorre in banchina tra una caditoie e l'altra, venga interamente captata.

A tale scopo si ipotizza un deflusso che occupa 1,5 m di pavimentato, ipotizzando il moto uniforme all'interno della banchina, nel caso di pendenza longitudinale pari al 5%, coefficiente di Strickler pari a 40 si ricavano i seguenti valori:

Area di deflusso: 0.025 m²

Velocità: 0.59 m/s

Portata defluente: 14.53 l/s

Utilizzando la formula sperimentale elaborata dalla John Hopkins University si ricava la larghezza della caditoia minima necessaria per captare l'intera portata (efficienza pari a 1)

$$L = \frac{Q}{0.417 \cdot h^2 \cdot g^{0.5} \cdot \left(h - \frac{W}{\text{tg } \vartheta}\right)^{1.5}}$$

dove

L: lunghezza minima della caditoia

Q: portata da captare.

h: battente idraulico sulla caditoia

g: accelerazione di gravità

W: Larghezza della caditoia

Nel caso di portata da captare pari a 14.53 l/s e di caditoia leggermente depressa rispetto alla superficie pavimentata, otteniamo una lunghezza teorica di 0.59cm, si adottano quindi caditoie quadrate 0.6x0.6 m.

Considerando al solito la condizione più gravosa dal punto di vista pluviometrico ($a = 59.62$ $n = 0.201$), ricaviamo mediante il metodo della corrivazione l'area drenata che genera una portata al colmo pari a quella massima captabile dalla caditoia.

Il valore dell'area drenata è pari a 120.4 m² che corrispondono ad un interasse pari a 22.5 m nel caso di semicarreggiata drenata e a 11,5 m nel caso di intera carreggiata drenata.

In conclusione anche per tener conto di eventuali intasamenti si adotta un interasse pari a 20m per i tratti drenati in rettilineo (pendenza trasversale a schiena d'asino) e pari a 10m nel caso di tratti in curva (pendenza trasversale unica).

3.2.2 Rete di convogliamento

La portata meteorica raccolta dalle caditoie viene incanalata nelle tubazioni principali in PVC di diametro DN200/315/400, disposte al di sotto del piano stradale.

La pendenza massima assegnata ai collettori lungo le rampe è del 7%.

Nei tratti di inizio e fine livelletta, la pendenza dei collettori diminuisce, con valore minimo nei tratti iniziali e finali non inferiore allo 0.50%.

La capacità di smaltimento delle tubazioni viene calcolata secondo la legge di Chézy del moto uniforme assumendo i seguenti parametri di calcolo:

- coefficiente di scabrezza di Strickler (tubazione in PVC): $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- massimo riempimento $h/D = 0.80$;
- pendenza motrice: $1,0\%$.

Si ottengono i seguenti valori di portata convogliati dai collettori:

- Il collettore DN 200 è in grado di convogliare 29.7 l/s , che nelle condizioni idrologiche peggiori ($a=59.62 \text{ n}=0.201$) corrispondono a circa 24 m di piattaforma completa di larghezza 10.5 e 48 m di semipiattaforma;
- Il collettore DN 315 è in grado di convogliare 98.1 l/s , che nelle condizioni idrologiche peggiori corrispondono a circa 77.5 m di piattaforma completa di larghezza 10.5 e 155 m di semipiattaforma;
- Il collettore DN 400 è in grado di convogliare 185.6 l/s , che nelle condizioni idrologiche peggiori corrispondono a circa 147.5 m di piattaforma completa di larghezza 10.5 e 295 m di semipiattaforma.

Variazioni di pendenza di posa, della larghezza pavimentata e della piovosità rispetto al caso più critico valutato andranno verificate di volta in volta.

3.2.3 Vasche di accumulo

Al fine di ridurre il carico potenzialmente inquinante prodotto da sversamenti diretti delle acque di piattaforma stradale è prevista la realizzazione di una vasca per la separazione delle acque di prima pioggia da quelle di seconda pioggia, stoccate in due camere distinte ricavate all'interno della stessa vasca.

Inoltre, ai sensi della d.g.r. 1 agosto 2003 n°7/13950 dell'art. 6 allegato B in merito agli scarichi nei corsi d'acqua, si prevede di realizzare un volume di accumulo tale da garantire che lo scarico massimo nel corpo idrico ricettore sia inferiore a 20 l/s per ettaro impermeabile nelle zone prive di pubbliche fognature e inferiore a 40 l/s/ha in caso contrario.

A maggior tutela del corpo ricettore la portata di prima pioggia sollevata dalla vasca, prima di essere scaricata nel ricettore, verrà depurata mediante passaggio in un gruppo prefabbricato disoleatore e dissabbiatore.

La portata proveniente dalla sede stradale entra nel sistema di accumulo attraverso due tubazioni in PVC DN400 e scorre in un canale rettangolare 1.00x0.60 m disposto sul lato della stessa.

Tale canale è provvisto di uno scarico diretto nella camera di raccolta delle acque di prima pioggia, e di un setto terminale che consente lo stramazzo della portata nella camera di “seconda pioggia”.

Il volume di “prima pioggia” assunto nella progettazione è quello corrispondente ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull’intera superficie drenata.

Nel caso medio valutato specifico, avendo una superficie totale pari a 5775 m², si ottiene un volume di acqua da invasare pari a 29 m³.

La camera di raccolta delle acque di prima pioggia (3.50m x 4.00m x 2.20m) ha un volume utile sufficiente quindi a garantire l’invaso del volume di prima pioggia.

Lo scarico della vasca di prima pioggia, data l’assenza di fognature esistenti nella maggior parte dei casi, avverrà nel reticolo irriguo secondo il seguente schema:

- svuotamento della vasca di prima pioggia mediante sollevamento delle acque al sistema di trattamento (Q = 10 l/s);
- passaggio delle acque in un dissabbiatore e disoleatore (sistema prefabbricato di dimensioni in pianta 2.20 m x 2.20 m e profondità 2.20 m) dotato di filtro a coalescenza;
- scarico a gravità nel canale limitrofo.

Quando nella prima camera viene raggiunto il livello massimo, corrispondente al volume di prima pioggia (29 m³) una paratoia a galleggiante chiude lo scarico dal canale alla camera; le acque che successivamente entrano nel canale, considerate “pulite” agli effetti dello scarico nel ricettore superficiale, entrano nella camera di seconda pioggia superando lo stramazzo di fondo.

La volumetria della vasca di seconda pioggia deve essere tale da consentire l’accumulo della portata in ingresso eccedente il massimo scaricabile consentito da normativa e tale da limitare il numero di attacchi/stacchi orari dell’impianto di sollevamento.

La capacità delle vasche volano è stata calcolata secondo la metodologia della “laminazione ottimale” che conduce all’individuazione del volume minimo da assegnare alla vasca nell’ipotesi di portata uscente costante.

In particolare è stata stimata l’onda di piena entrante secondo il modello cinematico e si è fissato il valore della portata uscente costante, pari a quello concesso dalla sopra menzionata normativa (20 l/s per ettaro di superficie scolante).

Il volume da assegnare alla vasca volano è quindi calcolato con la seguente espressione:

$$W = \varphi A a \vartheta^n + T_c Q_u^2 \frac{\vartheta^{1-n}}{\varphi A a} - Q_u \vartheta - Q_u T_c$$

dove le variabili in gioco sono:

- A area scolante, data dalla lunghezza del sottopasso per la tratta al di sotto del piano campagna per la larghezza dello stesso;
- a,n parametri della curva di possibilità pluviometrica della zona di intervento per tempo di ritorno di 25 anni;
- Tc tempo di corrivazione, stimato in 5 minuti per i poderali e 10 per i principali;
- Qu portata uscente fissata da normativa e funzione dell'area scolante;
- θ durata critica che massimizza il volume della vasca ottenuta derivando l'equazione sopra rispetto al tempo.

Date le aree scolanti medie degli interventi e le curve di possibilità pluviometrica più gravose e meno gravose tra quelle a disposizione si ottengono dei volumi da assegnare alle vasche variabili tra 200 e 300 m³ circa.

Tale volumetria è raggiungibile realizzando due vasche:

- vasca 1: il sistema di captazione superficiale scarica nella vasca dove è prevista la realizzazione del volume di prima pioggia e tutta l'impiantistica necessaria al sollevamento delle acque ai recapiti superficiali (geometria media di accumulo 12.00 m x 3.50 m x 2.75 m);
- vasca 2: ubicata sul lato opposto dello scatolare, a quota leggermente superiore a quella della vasca 1, si riempie simultaneamente alla prima grazie a tre tubazioni DN 400 di comunicazione tra le due (geometria media di accumulo 22.80 m x 3.50 m x 2.55 m).

L'esatta geometria delle vasche verrà calcolata di caso in caso.

3.2.4 Impianti di sollevamento

Lo svuotamento delle vasche avverrà mediante un sistema di 2 pompe ad installazione semifissa in immersione, ciascuna dimensionata per la portata massima da sollevare coincidente con il massimo scaricabile nel ricettore consentito da normativa.

La curva caratteristica dell'impianto su cui tarare la pompa ha la seguente espressione:

$$\Delta H_{TOT} = \Delta H_G + \Delta H_C + \Delta H_D$$

dove

ΔH_G dislivello geodetico tra aspirazione e restituzione

ΔH_C perdite di carico concentrate

ΔH_D perdite di carico distribuite

Le perdite di carico localizzate sono determinate con la formula:

$$\Delta H_C = \alpha \frac{v^2}{2g}$$

dove α è un parametro che dipende dal tipo di perdita; nel caso in esame:

- 1 valvola di intercettazione ($\alpha = 0.15$);
- 1 valvola di ritegno a clapet ($\alpha = 0.30$);
- 3 curve a 90° ($\alpha = 0.25$);
- 1 sbocco ($\alpha = 0.60$)

Le perdite di carico distribuite sono valutate con la formula di Chézy:

$$\Delta H_D = J \cdot L$$

$$J = \frac{V^2}{k_s^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}}$$

nelle quali i simboli hanno il seguente significato:

- J cadente piezometrica (mm^{-1});
- L lunghezza della tubazione (m);
- V velocità della corrente corrispondente alla portata di progetto massima;
- R raggio idraulico della tubazione (m);
- ks coefficiente di Strickler, assunto pari a $90 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ per le superfici in PEAD in opera.

La potenza richiesta dall'impianto è pari a:

$$P = \gamma Q H / (102 \cdot \eta)$$

Essendo la portata mediamente pari a 10 l/s, per un rendimento del 70% e una prevalenza totale dell'ordine dei 10 m, la potenza richiesta dalla singola pompa è inferiore ai 5kW.

Il diametro della condotta di mandata dovrà essere tale da mantenere la velocità di transito della portata compresa tra 1 e 2 m/s e quindi, per il caso medio, sarà DN125.

Nel caso in cui la condotta di mandata abbia una lunghezza non trascurabile andrà verificato che, le variazioni di velocità all'interno della condotta di mandata in pressione dovute agli arresti/avvii delle pompe inducano variazioni di carico ΔH_i all'interno della tubazione dalla stessa sopportabili.

Il valore massimo della sovrappressione può essere calcolato con la formula di Michaud:

$$\Delta H_i = \frac{2 \cdot v \cdot L}{g \cdot T_c}$$

essendo:

- v la velocità massima della corrente nella tubazione
- L la lunghezza della tubazione in pressione
- T_c la durata della manovra (sec)

Il carico totale massimo H_{max} che si ottiene nella tubazione è quindi pari alla somma del carico statico più il sovraccarico $\square \Delta H_i$.

La pressione nominale di 2.5 risulta adeguata per i casi in studio.

I valori medi di cui sopra verranno verificati di caso in caso.