



ACEA ATO 2 SPA



Responsabile del
Procedimento in fase di
Progettazione



ACEA Infrastructure SPA



CONDOTTA ROCCA DI PAPA

ELABORATO

A210PF RO02 O

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

DATA FEBBRAIO 2025

SCALA

Responsabile Ingegneria

Paolo SMURRA

Responsabile Project Management Office

Emanuela RASICCI

Progettista

Angelo MARCHETTI

Attività Specialistica

Matteo BOTTICELLI

Collaboratori

RELAZIONE TECNICA – IDRAULICA

REV.	DATA	NOTE	FIRMA
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			

Coordinatore per la sicurezza in fase di Progettazione

—

ACEA ATO 2 S.P.A.

ACEA INFRASTRUCTURE S.P.A.

CONDOTTA ROCCA DI PAPA

**(PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO
ECONOMICA)**

RELAZIONE TECNICA IDRAULICA

A210PF R002 0

FEBBRAIO 2025

SOMMARIO

1	premessa.....	4
2	oggetto e scopo dell'intervento	4
3	attuale assetto della rete idrica.....	4
4	intervento di progetto.....	5
5	VERIFICA DELLA CONDOTTA DI PROGETTO	5
5.1	DATI DI BASE.....	5
5.2	CALCOLO DELLE PERDITE DI CARICO	6
5.3	SOVRAPPRESSIONI DI MOTO VARIO ELASTICO	7
5.4	CALCOLO DELLO SPESSORE DELLA TUBAZIONE IN ACCIAIO	11

I PREMESSA

La presente relazione idraulica, relativa al progetto esecutivo “Condotta premente tra serbatoio “Frascati” e serbatoio “Carpino” nel Comune di Rocca di Papa (RM)”, è stata redatta in conformità a quanto stabilito dall'art. 7 dell'allegato I.7 del d.lgs. 36/2023.

2 OGGETTO E SCOPO DELL'INTERVENTO

L'intervento di progetto prevede la sostituzione dell'attuale premente DN200 esistente tra i serbatoi Frascati e Carpino nel Comune di Rocca di Papa (RM) in cattivo stato di conservazione e soggetta a frequenti rotture nel tratto posato lungo il versante tra il serbatoio Frascati e Via San Sebastiano. La nuova condotta premente interesserà un nuovo tracciato da Via Frascati fino a Via San Sebastiano per poi proseguire parallelamente alla condotta esistente lungo Via San Sebastiano e Via Campi d'Annibale fino all'ingresso del serbatoio Carpino.

In particolare, è prevista la realizzazione della seguente opera:

- o una condotta premente DN 250 di lunghezza circa di $L = 1700$ m in acciaio in uscita dal serbatoio Frascati al serbatoio di Carpino.

3 ATTUALE ASSETTO DELLA RETE IDRICA

La condotta oggetto del presente intervento ricade nel sistema di alimentazione idropotabile del Comune di Rocca di Papa nella Provincia di Roma.

Il Serbatoio Frascati è sito in prossimità della SR 218 Via di Frascati ed è costituito da una vasca interrata di accumulo ubicata sotto il solaio della camera di manovra. Attualmente il serbatoio è alimentato da una condotta DN200 proveniente dalla SR 218 Via di Frascati. All'interno della camera di manovra del serbatoio sono presenti 5 elettropompe (4+1 R) che sollevano complessivamente una portata pari a $Q = 39$ l/s con una prevalenza di $H = 110$ m, come comunicato dai tecnici di Ato2, dalle quali partono due mandate DN 150 che si riuniscono poco

prima di uscire dalla camera di manovra. Sulle due mandate sono attualmente installate le valvole di non ritorno, i misuratori di pressione e le valvole di sezionamento. Sulla condotta di mandata all'interno della camera di manovra è installato un misuratore di portata e una valvola di sezionamento. All'uscita della camera di manovra sulla stessa condotta di DN200 è installato uno sfiato con ritorno in vasca. La condotta prosegue sul versante fino a Via San Sebastiano per poi proseguire verso il serbatoio Carpino in Via Campi di Annibale. Il serbatoio Carpino è, analogamente al serbatoio Frascati, costituito da una vasca e da una camera di manovra in cui sono installate 4 elettropompe (3+1 R).

4 INTERVENTO DI PROGETTO

Nell'ambito del presente progetto, verrà mantenuto lo schema attuale di funzionamento idraulico del sistema garantendo l'adduzione al serbatoio Carpino della stessa portata ad oggi adottata. All'interno del serbatoio Frascati resterà invariato l'impianto di sollevamento esistente la cui condotta di mandata sarà sostituita con una nuova condotta di progetto DN250 fino al serbatoio Carpino. La nuova condotta sarà posata sul sedime stradale di Via Frascati e Via San Sebastiano e si affiancherà alla condotta esistente su strada nell'ultimo tratto di Via San Sebastiano fino a Via Campi d'Annibale come dettagliato negli elaborati di progetto. All'interno della camera di manovra del sollevamento Frascati sarà installata una valvola anticipatrice del colpo d'ariete al fine di ridurre il fenomeno delle sovrappressioni.

5 VERIFICA DELLA CONDOTTA DI PROGETTO

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche idrauliche della condotta preme di progetto alimentata dall'impianto di sollevamento ubicato nella camera di manovra del serbatoio Frascati.

5.1 DATI DI BASE

Trattandosi di una sostituzione di una condotta esistente ai fini della verifica idraulica della condotta in esame, si è assunta come dato di input il valore della portata attualmente pompata

verso il serbatoio Carpino dall'impianto di sollevamento che, come comunicato dai tecnici di Ato2, risulta pari a circa 40 l/s. La prevalenza dell'impianto di sollevamento risulta pari a circa 110 m.

5.2 CALCOLO DELLE PERDITE DI CARICO

La condotta di progetto è stata dimensionata per il transito della massima portata delle pompe, come illustrato nei paragrafi seguenti.

Il calcolo delle perdite di carico ripartite lungo tale condotta premente è stato effettuato mediante la formula di Manning:

Equazione 1

$$h_f = \left[\frac{n \cdot V}{\left(\frac{A}{C}\right)^{\frac{2}{3}}} \right]^2 \cdot L$$

ove i simboli hanno il seguente significato:

- h_f = perdita di carico ripartita lungo la condotta di lunghezza L (m)
- L = lunghezza della condotta (m)
- V = velocità dell'acqua in condotta (m/s)
- n = coefficiente di scabrezza di Manning
- C = contorno bagnato (m)
- A = area della vena liquida = sezione della condotta (m²).

Il coefficiente di scabrezza adottato è pari a $n = 0.0125$ di Manning (ovvero 80 Gauckler Strickler) per la tubazione di progetto

Come si evince dalla seguente tabella di calcolo, la condotta premente DN 250 di progetto è in grado di addurre una portata di 40 l/s con una velocità di 0.76 m/s e circa 10 m di perdite di carico totali, avendo ipotizzato 4 m di perdite di carico concentrate. Considerando che il dislivello geodetico da superare tra i due serbatoi Frascati e Carpino è pari a circa 90 m, la prevalenza

totale da garantire risulta pari a circa **100 m** ed è quindi compatibile con le caratteristiche dell'impianto di sollevamento esistente al serbatoio Frascati.

	DN (mm)	Dinterno (mm)	Scabrezza Gaukler (m ^{1/3} /s)	Velocità (m/s)	Lunghezza (m)	Altezza geodetica (m)	Perdite carico distribuite (m)	Perdite carico concentrate (m)	Perdite carico tot (m)	Prevalenza tot (m)
Condotta premente DN250	250	258.8	80	0.76	1695	90	5.87	4.00	9.87	99.87

Tabella I - Perdite di carico nella premente DN250 dal serbatoio Frascati al serbatoio di Carpino di Rocca di Papa

5.3 SOVRAPPRESSIONI DI MOTO VARIO ELASTICO

Come noto, i fenomeni di moto vario nelle condotte in pressione sono normalmente generati da una variazione di portata dovuta alla manovra di un organo di regolazione o nel caso di condotte prementi con sollevamento meccanico, da brusco arresto della pompa.

In seguito a tali manovre si producono nella condotta in pressione delle variazioni di pressione, anche di notevole entità rispetto a quella in condizioni di moto permanente. Tali variazioni sono positive (sovrappressioni) o negative (depressioni) e possono essere entrambi temibili: infatti la sovrappressione può raggiungere valori tali da compromettere la resistenza della condotta, mentre, se la pressione scende al di sotto della pressione atmosferica, la condotta viene ad essere compressa dall'esterno e può cedere per fenomeni di instabilità.

Sotto il profilo tecnico occorre valutare l'entità delle sovrappressioni che possono verificarsi lungo le condotte e controllare che tali valori siano inferiori a quanto previsto dalle Norme Tecniche vigenti (DM 12-12-1985), in base alla pressione idrostatica. In caso contrario è necessario prevedere l'installazione di sistemi di attenuazione delle sovrappressioni

tabella normativa D.M. 12-12-1985					
p idrostatica	atm	6	6-10	10-20	20-30
Δp max da moto vario	atm	3	3-4	4-5	5-6

Tabella 2- Tabella di normativa per calcolo della sovrappressione massima

Come noto, il parametro “durata di fase T” di una condotta di lunghezza L, indica il tempo impiegato dalla perturbazione a propagarsi tra le estremità della tubazione in andata e ritorno:

Equazione 2

$$T = \frac{2L}{a}$$

Nel caso specifico in esame, considerando che la condotta premente è costituita da tronchi con materiali diversi, si introduce un valore medio \bar{a} per la celerità, pari al rapporto tra la lunghezza complessiva L della condotta e la somma dei tempi L_i/a_i impiegati dalla perturbazione a percorrere i vari tronchi:

Equazione 3

$$\bar{a} = \frac{L}{\sum_i \left(\frac{L_i}{a_i} \right)}$$

La durata di fase, cioè il tempo impiegato dall’onda di pressione a percorrere in andata e ritorno l’intero tratto di condotta in esame, si calcola con la seguente relazione:

Equazione 4

$$T = \frac{2L}{\bar{a}}$$

dove:

- L = lunghezza della condotta = 1695 m;
- T = durata di fase (s).

Nel linguaggio corrente, le manovre di regolazione con durata $T_c \leq T$, sono definite brusche ed in tali condizioni il valore della sovrappressione massima è dato dalla formula di JOUKOWSKY:

Equazione 5

$$h_{max} - h_0 = \frac{aU_0}{g}$$

dove:

- h_{max} = carico piezometrico massimo (m);

- h_0 = carico piezometrico all'istante iniziale della manovra (m);
- g = accelerazione di gravità (m/s^2);
- U_0 = velocità nella condotta (m/s) con il transito della portata Q_0 ;
- a = velocità di propagazione della perturbazione nella condotta (m/s).

La massima depressione risulta uguale in valore assoluto alla sovrappressione suddetta.

Invece, le manovre di regolazione con durata $T_c > T$, sono definite lente ed in questo caso le massime oscillazioni di carico sono date dalla formula di Micheaud:

Equazione 6

$$h_{max} - h_0 = \frac{2LU_0}{gT_{c\ max}}$$

Nel caso in esame si è determinato il valore della durata di fase T , che, considerando la lunghezza della condotta pari a circa 1695 m e la velocità di propagazione della perturbazione \bar{a} pari a 1400 m/s, vale:

Equazione 7

$$T = 2.42\ s$$

In particolare, nella condotta in esame, è da temere il transitorio conseguente ad un arresto improvviso delle elettropompe causato ad esempio un'improvvisa mancanza dell'alimentazione elettrica.

Lo studio del moto vario, che ha in questo caso origine con una fase di depressione, risulta molto complesso; infatti, la manovra di chiusura non è istantanea, poiché la girante della pompa, una volta che è venuta a mancare la sua alimentazione, si arresta in un certo tempo, durante il quale il sollevamento del liquido continua.

La teoria utilizzata, nel caso in esame, per calcolare le massime oscillazioni di pressione è quella di Mendiluce, che è pervenuto alla seguente espressione del tempo T_c , durante il quale la pompa continua l'erogazione di portata dopo il distacco della potenza motrice:

Equazione 8

$$T_c = C + k \frac{U_0 L}{g H_m}$$

dove:

- H_m = prevalenza della pompa a regime (m);
- C, k = costanti dedotte dalle tabelle in funzione rispettivamente di H_m/L e L ;
- T_c = durata della chiusura della pompa (s);
- L = lunghezza della condotta (m);
- U_0 = velocità della corrente (m/s).

Nel presente caso per la tubazione premente DN 250 in acciaio tali grandezze assumono i seguenti valori:

$$H_m = 99.87 \text{ m}$$

$$C = 1$$

$$K = 1.15$$

$$L = 1695 \text{ m}$$

$$U_0 = 0.76 \text{ m/s}$$

Sostituendo tali valori nella formula citata, si ottiene:

Equazione 9

$$T_c = 2.51 \text{ s}$$

Trovato quindi il tempo T_c , si suppone, in prima approssimazione, che la portata decresca linearmente dal valore Q iniziale fino ad annullarsi all'istante T_c e che quindi anche la velocità decresca linearmente nel tempo da U_0 a zero.

Per lo studio del fenomeno possono essere applicate le equazioni concatenate di Allievi, che risolte forniscono, dopo la chiusura completa, alternativamente depressioni e sovrappressioni smorzate nel tempo per gli attriti.

Le massime oscillazioni di carico sono date dalla:

Equazione 10
$$h_{max} - h_0 = 104.4 m$$

da cui, sostituendo i valori del caso in esame, si ottiene una sovrappressione $h_{max} - h_0 = 10.4 bar$

Superando la massima sovrappressione di calcolo ($\Delta H \approx 10.4 atm$) i valori limite dettati dalla normativa ($\Delta H \approx 4 atm$), è presente un dispositivo di limitazione della sovrappressione consistente in una valvola anticipatrice del colpo d'ariete posta all'inizio della condotta premente in questione.

5.4 CALCOLO DELLO SPESSORE DELLA TUBAZIONE IN ACCIAIO

Per il dimensionamento dello spessore delle condotte in acciaio di progetto, si è fatto riferimento a quanto espresso dalla Circolare del Ministero LL.PP. n. 2136 del 5/5/1966, secondo la quale lo spessore delle tubazioni in acciaio saldate s deve soddisfare la formula:

Equazione 11
$$s \geq \frac{P_n \cdot D_e}{200 \cdot n \cdot S}$$

ove i simboli hanno il seguente significato:

- s = spessore teorico del tubo (mm),
- P_n = pressione nominale (Kg/cm²);
- D_e = diametro esterno del tubo (mm);
- n = coefficiente di sicurezza allo snervamento dell'acciaio (da ammettersi non superiore a 0.5);
- S = carico unitario di snervamento (Kg/mm²).

Il valore della massima pressione nominale P_n è la somma della massima pressione di esercizio e della massima sovrappressione di m.v.e.:

Equazione 12

$$P_n = P_{e\ max} + \Delta P$$

Per la condotta di progetto costituita da tubazioni DN 250 mm è stata verificata la possibilità di impiegare tubazioni in acciaio con le seguenti caratteristiche, in relazione ai valori della pressione idrostatica a cui sono sollecitate:

DN	Acciaio
250	S275JR (Fe 430)

Tabella 3- Acciaio utilizzato per condotta DN 250

Per la massima pressione nominale P_n si è assunta, in via cautelativa, pari alla somma della pressione idrostatica rispetto al punto più basso della condotta (differenza di quota tra il punto dello scarico a 577.65 m s.l.m. e il serbatoio di Carpino a 704.2 m s.l.m.), più l'incremento di pressione legato ai fenomeni di m.v.e., moltiplicata per un coefficiente di sicurezza pari ad 1.5, di cui al paragrafo precedente.

Pressione idrostatica max (m c.a.)	ΔP m.v.e. (m c.a.)	P_n (m c.a.)
126.6	104.4	346.47

Tabella 4-pressione nominale

Applicando, con detti valori, la relazione della citata Circolare Ministeriale per ciascuno dei tratti in esame, si ottengono i seguenti spessori minimi:

n	S (Kg/mm²)	D_e (mm)	P_n (m c.a.)	Spessore min (mm)	Spessore adottato (mm)
0.25	27.5	273	346.47	6.88	7.1

Tabella 5- Calcolo dello spessore minimo della condotta DN 250

Da cui si evince che gli spessori delle tubazioni prescelti risultano adeguati alle condizioni di funzionamento previste.