



ACQUA NOVARA.VCO

S.p.A.

Sede Legale

Via Triggiani Leonardo, 9
28100 Novara -NO- Italia

Tel. +39 0321 413111
Fax +39 0321 458729

TITOLO COMMESSA:

COLLEGAMENTO FOGNARIO DELL'ABITATO DI CAMERIANO E FRAZIONE CASE SPARSE ALLA FOGNATURA DI NOVARA

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA

AVANZAMENTO PROGETTO:

PROGETTO DEFINITIVO

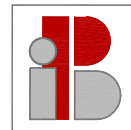
Rev. N°	Modifiche	Data	Iniziali
1	-	-/-	Disegnato da: - Verificato da: - Approvato da: -
2	-	-/-	Disegnato da: - Verificato da: - Approvato da: -
3	-	-/-	Disegnato da: - Verificato da: - Approvato da: -

Rif. N° Commessa: IPB I 6/36

File: R02 relazione tecnica specialistica.doc

Operatori:

IPB INGEGNERIA s.r.l.



c.so XXIII marzo 229
28100 novara - italia
tel./fax 0321/407294
p.l.c.f. 0 2 2 8 3 6 5 0 0 3 0
p.e.c. ipbingegneria@pec.it
mail: info@ipbingegneria.it



Tavola N°:

R02

Data Rev. N° O:

giugno 2017

Scala:

-

PROPRIETÀ RISERVATA

QUESTO DISEGNO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO NE' COMUNICATO A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DI ACQUA NOVARA.VCO s.p.a.

Indice

a) – RELAZIONE IDRAULICA.....	3
1. Premessa.....	3
2. Analisi dello stato di fatto delle reti di fognatura.....	3
3. Relazione idraulica.....	4
3.1 Rete fognaria di Cameriano.....	4
3.2 Rete fognaria di Orfengo.....	5
3.3 Rete fognaria di Case Sparse di Cameriano.....	7
4 Determinazione delle portate di progetto.....	8
4.1 Calcolo delle portate di acqua nera - Q_n	8
5 Dimensionamento delle stazioni di sollevamento.....	13
5.1 Dimensionamento delle condotte in pressione.....	13
6 Calcoli idraulici relativi ai tratti a gravità.....	22
6.2 Tratto 2 – Agglomerato Case Sparse.....	28
b) – VERIFICHE STRUTTURALI.....	29
1. Premessa.....	29
2. Verifiche statiche tubazioni.....	29
2.1 Verifiche attraversamenti statale SS11 tramite spingi-tubo in acciaio.....	29
2.2 Materiali.....	29
2.3 Parametri geotecnici del terreno.....	30
2.4 Carichi di progetto.....	30
2.5 Analisi e verifiche strutturali dei tubi di protezione.....	32
2.6 Verifica statica lungo la condotta in pressione in PEAD.....	35
c) – GESTIONE DELLE INTERFERENZE.....	42
1 – Interferenze lungo il tracciato.....	42
1.1 - Parallelismi e attraversamenti di tubazioni convoglianti gas naturale.....	42
1.2 - Parallelismi e attraversamenti con strade.....	42

1.3 - Parallelismi e attraversamenti con linee elettriche	43
1.4 - Parallelismi e attraversamenti con Telecom	43
1.5 - Parallelismi e attraversamenti con corsi d'acqua.....	43
1.6 - Parallelismi e attraversamenti con acquedotto	43

a) – RELAZIONE IDRAULICA

1. Premessa

Con riferimento a quanto già descritto nella Relazione Generale di cui all'allegato R01 nella presente relazione Tecnica Specialistica si approfondiranno alcuni temi relativi a:

- aspetti idraulici, impiantistici
- strutturali
- interferenze

2. Analisi dello stato di fatto delle reti di fognatura

Il territorio del Comune di Casalino si estende, comprendendo una superficie di 39,60 kmq, nella parte sud - occidentale del settore di pianura della Provincia di Novara, lungo il confine con le Province di Vercelli e Pavia, comprende due centri abitati principali Cameriano e Casalino e alcune frazioni come Orfengo e Ponzana oltre ad alcuni piccoli agglomerati residenziali come quello di "Case Sparse " lungo la SR 11 in direzione Novara o industriali come quello di Orfengo lungo la SR11 in direzione Borgovercelli.

Ai fini dei dimensionamenti idraulici delle reti di fognatura ad oggi la popolazione residente in Comune di Casalino raggiunge il numero complessivo di circa 1.500 abitanti, di cui 800 abitanti a Cameriano e 100 abitanti a Orfengo e circa 50 a Ponzana .

Come detto nella relazione generale, il presente progetto definitivo si occupa del collettamento della rete fognaria del centro abitato di Cameriano e di suoi agglomerati urbani esterni sulla direttrice Cameriano – Novara , oltre che della predisposizione per ricevere e rilanciare in futuro i reflui in arrivo dalla Frazione di Orfengo, sia civili che industriali. Nelle planimetria di fig 1 di seguito riportata è ben evidenziata tale situazione di progetto.

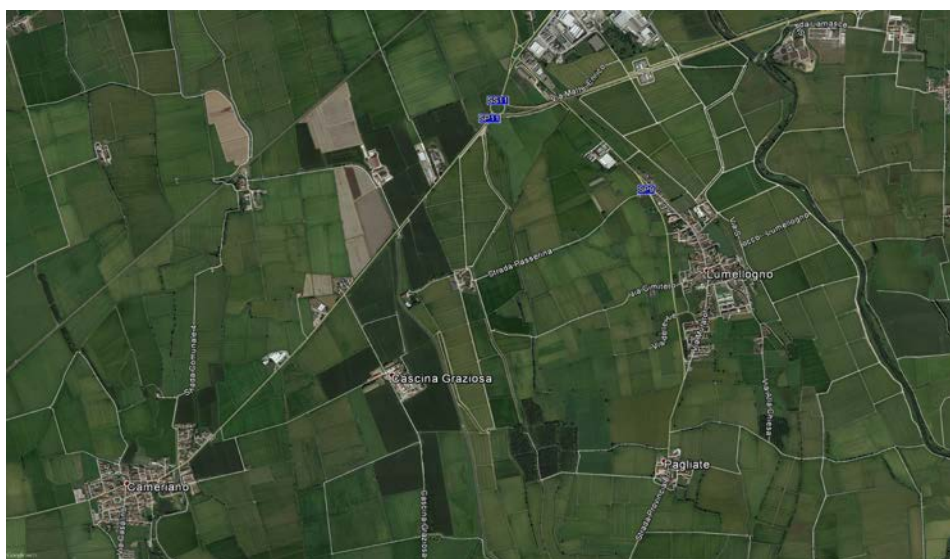


Figura 1 – Inquadramento territoriale dell'area di Casalino interessata dal nuovo tratto fognario

3. Relazione idraulica

Dovendo determinare gli apporti delle reti di fognatura degli agglomerati urbani, poichè il presente progetto prevede di collettare le sole acque reflue, sino ad un valore massimo di 5 Qn (portata acque reflue derivanti dalla rete urbana di Cameriano), con una condotta in pressione verso la rete urbana della città di Novara, si analizza la configurazione delle reti degli agglomerati interessati ed i dati idraulici caratteristici.

3.1 Rete fognaria di Cameriano

Attualmente la rete fognaria scarica direttamente nei corsi d'acqua presenti nel territorio; nel dettaglio, l' agglomerato urbano di Cameriano è diviso in due bacini: uno che raccoglie l' area ovest dell' abitato (bacino 1) e uno che raccoglie l' area est (bacino 2).

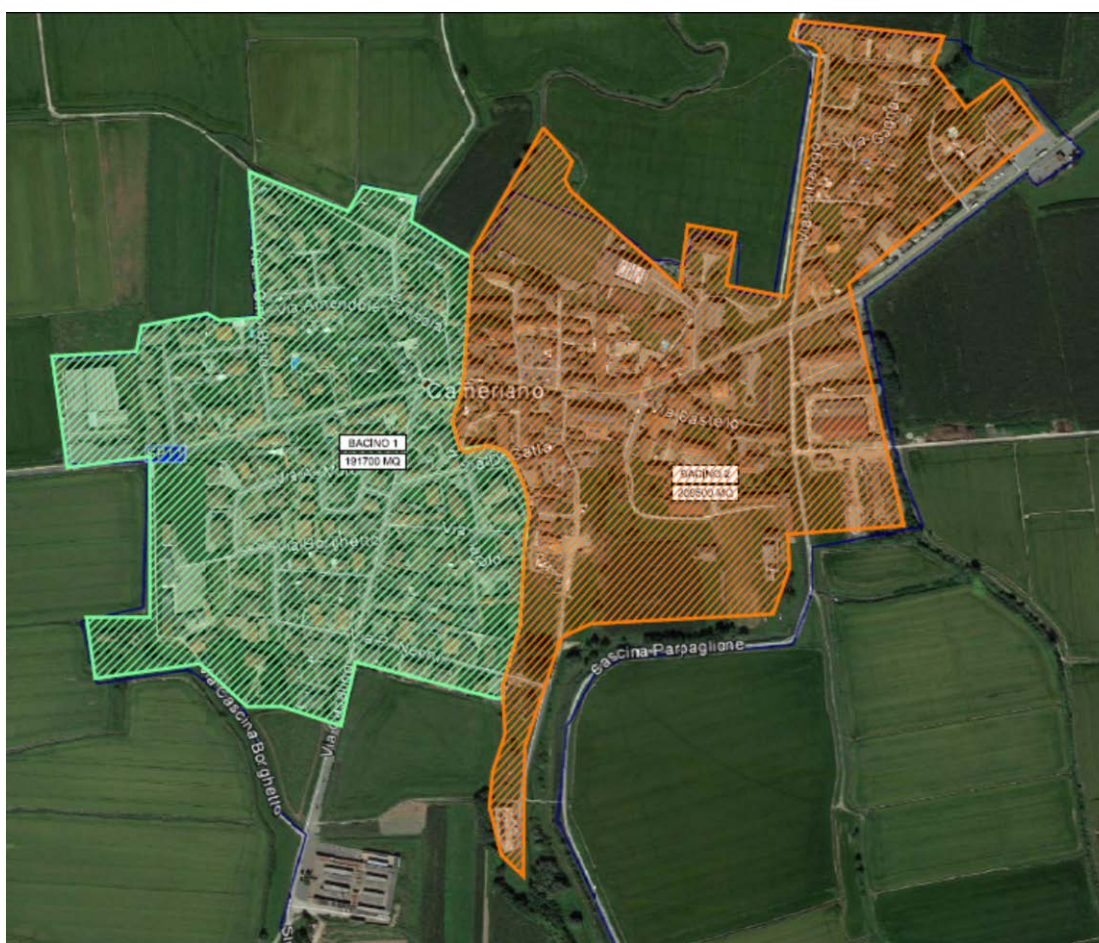


Figura 2 – Suddivisione nei 2 bacini dell' agglomerato urbano di Cameriano

Come indicato nell' immagine sottostante, entrambi i bacini convogliano, tramite due collettori a gravità distinti di tipo misto, le acque reflue e meteoriche nell'alveo della Roggia Bacchella, il collettore del bacino 1 appena a valle del centro di conferimento comunale dove la Roggia Bacchella confluisce nella Roggia Molinara, il collettore del bacino 2 nella Roggia Bacchella ma più monte in corrispondenza di un'area Pec in via di formazione, come meglio indicato

nell'allegato planimetrico.

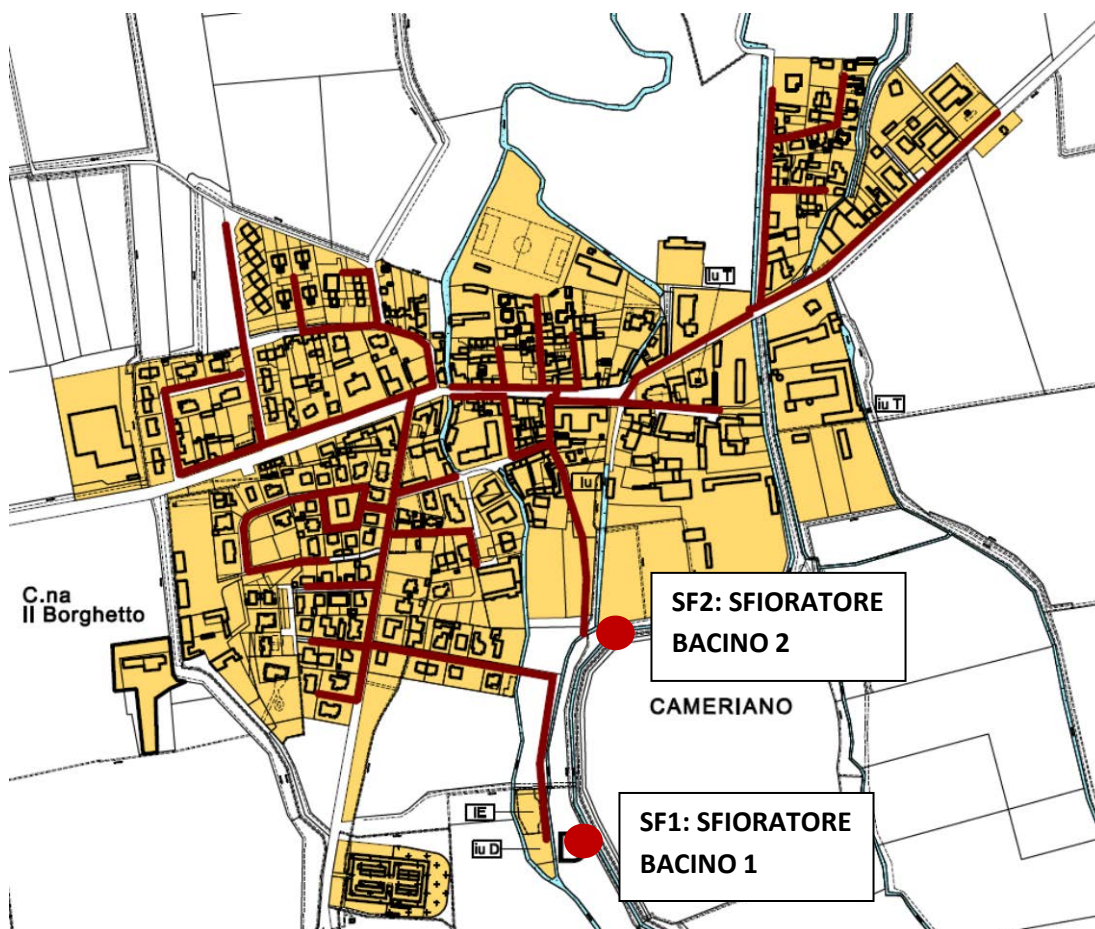


Figura 3– schema rete fognaria esistente dei 2 bacini dell' agglomerato urbano di Cameriano (estratto P.R.G.C.)

Nel presente progetto definitivo si prevede anche di completare un breve tratto su via Nenni , interno all'area Pec prevista in PRGC, del collettore finale del bacino 2 per collegare previo un primo sfioro delle acque meteoriche (SF2da realizzare a carico del proponente il PEC) la sua rete al collettore principale esistente in via Nenni (DN 1400 in cls) e da qui, previo uno ulteriore sfioro finale (SF1) delle acque meteoriche di eccesso, alla prima stazione di pompaggio (SP01) costruibile nell'area comunale contigua a quella che attualmente ospita il Centro di Conferimento RSU.

3.2 Rete fognaria di Orfengo

Dovendo in previsione futura raccogliere anche i reflui in arrivo dagli agglomerati urbani e industriali della frazione di Orfengo, si descrivono nel seguito le caratteristiche.

L'agglomerato urbano di Orfengo (bacino 3) è attualmente servito da una rete fognaria che convoglia le acque, previo il passaggio in una vasca Imhoff nella roggia Busca, mentre per l'

area industriale di Orfengo (bacino 4), la situazione è più complessa in quanto le acque meteoriche dei diversi complessi produttivi vengono smaltite in un corso d'acqua naturale (la roggia Osia) che scorre in direzione est – ovest sul lato nord dell'area industriale. Le acque di produzione vengono trattate in singoli impianti di depurazione privati interni ai siti produttivi; i reflui in uscita sia civili che industriali trattati sono raccolti così come le acque meteoriche delle urbanizzazioni, in un condotto pubblico posto nelle aree esterne urbanizzate in fregio alla SR11 e scaricati nella Roggia Busca.



Figura 4 – Inquadramento territoriale tipo ortofoto dell'area urbana (bacino 3) e industriale (bacino 4) di Orfengo

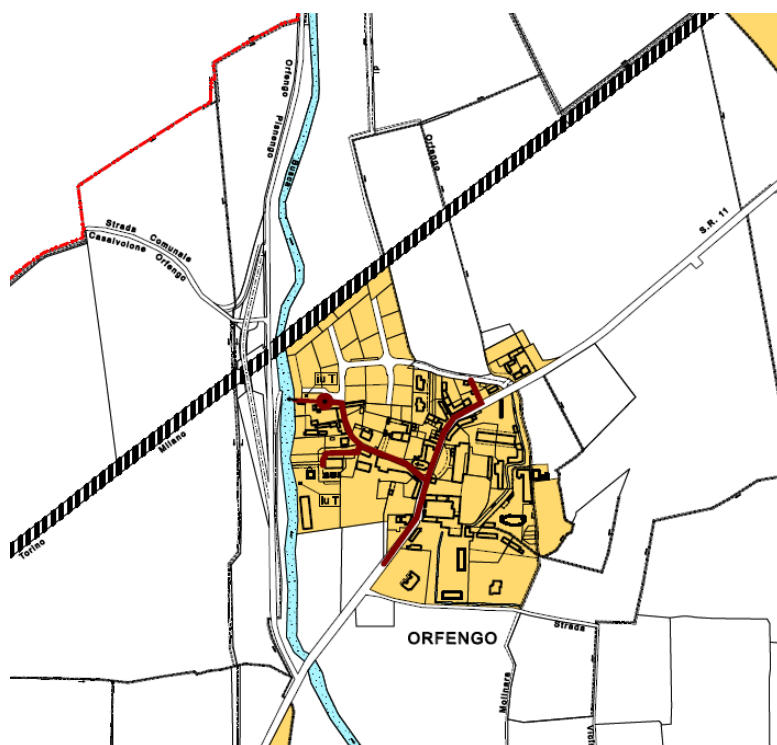


Figura 5 –Rete fognaria esistente di Orfengo



Figura 6 –Rete fognaria esistente nella zona industriale di Orfengo

3.3 Rete fognaria di Case Sparse di Cameriano

L' agglomerato urbano di Case sparse (bacino 6) così come il sito industriale occupato dall' azienda Igor (ex Clin bacino 5) attualmente non sono allacciati ad alcuna rete fognaria e scaricano direttamente nei limitrofi corsi d' acqua.



Figura 7 – Inquadramento territoriale dell'area urbana di Case sparse (bacino 6) e area industriale (Igor – Bacino 5) interessata dal nuovo tratto fognario

4 Determinazione delle portate di progetto

4.1 Calcolo delle portate di acqua nera - Qn

Per il calcolo delle portate di progetto, sono stati considerati sette bacini drenanti sottesi dalle stazioni di sollevamento in progetto. I bacini considerati sono:

1° FASE – oggetto del presente progetto definitivo

- n. 2 bacini per Cameriano (bacino 1 e bacino 2) ,
- n. 1 bacino per Case sparse Cameriano
- n.1 bacino per la " ex CLIN" ora IGOR

2° FASE – possibile futuro intervento

- n. 2 bacini per Cameriano (bacino 1 e bacino 2) ,
- n. 1 bacino per Case sparse Cameriano
- n.1 bacino per la " ex CLIN" ora IGOR
- n. 1 bacino per Orfengo – zona urbana,
- n. 1 bacino per Orfengo - zona industriale,

Tutti i bacini saranno addotti idraulicamente alle stazioni di sollevamento in progetto il cui compito sarà quello di convogliare i reflui nella misura decisa dal progetto al depuratore di Novara in via Generali.

Concettualmente si configura la costruzione della stazione di pompaggio SP01 per i bacini 1 e

2 di Cameriano e, che in futuro potrà servire i bacini 3 e 4 di Orfengo; la stazione di pompaggio SP02 per i bacini 5 e 6 di " Case Sparse " , oltre che per quanto già proveniente dall'impianto SP01.

Le stazioni di sollevamento sono dimensionate sulla base della portata nera generata nel bacino incrementata del moltiplicatore accettabile alla depurazione.

Per quanto riguarda le portate meteoriche dei bacini di Cameriano, queste saranno invece raccolte dalla rete in progetto e, attraverso sfioratori di piena, scaricate nella roggia Bacchella in due punti come già accennato nel paragrafo precedente.

Le acque meteoriche degli altri bacini (area Azienda Fasoli e area Azienda F.lli Maschio) non sono considerate nelle presenti verifiche idrauliche in quanto per morfologia del territorio e caratteristiche della rete continueranno a defluire nei corsi d'acqua superficiali attualmente utilizzati allo scopo.

Per il calcolo delle portate di progetto sono stati considerati i seguenti valori:

- bacino 1 e bacino 2 (Cameriano): sono state fornite da AcquaNovara.Vco spa le misurazioni delle portate dei reflui in tempo asciutto ,effettuate in corrispondenza di due punti di scarico esistenti (pozzetto del collettore di via Nenni e scarico condotto terminale area PEC tombinatura Roggia Bacchella) da cui si è potuto quindi ricavare che la portata media corrisponde a:

- portata Q_n da bacino 1 = 4,062 l/s
- portata Q_n da bacino 2 = 3,700 l/s

Come già detto nella relazione generale queste portate sono molto superiori a quelle deducibili dalla dotazione idrica del centro abitato di Cameriano desunte dalla lettura dei consumi che già a loro volta denotano una dotazione idrica molto superiore alla media (circa 450 l /ab g contro valori standard di 250 l /ab g) pertanto nel scegliere la portata di progetto Q_{np} è stato applicato un coefficiente moltiplicatore di punta C_p pari a 2 (considerando che i valori utilizzati per il calcolo sono stati ottenuti da misure allo scarico esistente e che quindi tengono già conto, almeno in parte, di afflussi per infiltrazione nella rete).

Si ottiene quindi:

$$Q_{np1} = 8.12 \text{ l/s}$$

$$Q_{np2} = 7.40 \text{ l/s}$$

tali valori sono del tutto confrontabili (vedi tab.1) con quelli derivanti dalla dotazione idrica misurata al prelievo dell'acquedotto se si adottasse in questo caso il coefficiente moltiplicativo per la determinazione della Q_{np} pari a 5 (come spesso consigliato in letteratura tecnica).



Figura 9 – Suddivisione nei 2 bacini dell'agglomerato urbano di Cameriano

Bacini 3 e 4: Orfengo zona urbana e zona industriale: in questo caso pur essendoci misurazioni sulla rete urbana residenziale ma di valore risibile si preferito utilizzare il dato derivante dalla dotazione idrica e quindi dai consumi misurati dell'acquedotto; allo stato attuale:

- per la parte residenziale è stato assunto dal consumo annuo un valore pari a $Q_{n3} = 0,18$ l/s;
- per l'area industriale (Cabifi, Sambonet, Paderno) si considera un consumo di circa 19.000 mc/anno valore derivate da misurazioni interne ai complessi industriali che utilizzano e quindi scaricano anche acque derivanti da lavorazioni oltre che da servizi di tipo civile, considerando perdite interne nei diversi passaggi di lavorazione si stima che confluisca alla rete la portata di $Q_{n4a} = 0,60$ l/s , ai quali vanno aggiunti le acque derivanti dalla lavorazione del caseificio Costa per altri $Q_{n4b} = 1,38$ l/s

come risulta evidente dalla tabella 1 nel caso dei reflui civili derivanti dalla rete urbana di Orfengo si è considerato di applicare il coefficiente 5 trattandosi di rete mista, nel caso delle portate provenienti dall'area industriale del Caseificio Costa si è considerato di applicare il coefficiente 1 prendendo le portate scaricate tal quali , in quanto le reti interne ai complessi sono separate e le meteoriche vengono scaricate in corsi d'acqua superficiali che lambisco l'area industriale (Roggia Osia)

Pertanto per le portate di progetto si ritiene di assumere i seguenti valori :

- parte residenziale centro abitato di Orfengo $Q_{np3} = 0,8 \text{ l/s}$
- parte produttiva area industriale di Orfengo $Q_{np4} = 0,6 \text{ l/s} + 1.38 \text{ l/s}$



Figura 10 – Suddivisione bacino 3 e bacino 4 – zona Orfengo

Bacino 6: per il bacino relativo all'area industriale occupata dal Caseificio IGOR (ex CLIN) è stato calcolata la portata media basandosi sul consumo annuo che è pari a 50.000 mc/anno (dato fornito dalla azienda stessa che equivalgono a 137 mc/giorno distribuiti sulla settimana ovvero a una portata media giornaliera di 1,58 l/s. ai quali vanno aggiunti i reflui derivanti dall'attività di bar ristorazione presente nella stessa area industriale, stimata sugli abitanti equivalenti in 0,10 l/s .

L'area limitrofa, occupata dall'agglomerato urbano di Case Sparse, costituisce invece il bacino 5; non avendo a disposizione misure dei consumi per tale area, la portata media è stata determinata con la seguente relazione:

$$Q_{nm} = \frac{D_m \cdot P \cdot \varphi}{86400} = 0,096 \text{ l/s}$$

Dove:

D_m = dotazione idrica media annua (l/ab d) pari a 207 l/ab/ giorno

\emptyset = coefficiente di afflusso in fognatura posto pari a 0,8

$$Q_{nm} = \text{portata nera media (l/s)}$$

P = popolazione relativa al bacino pari a 50 abitanti

nel caso dell'agglomerato residenziale di Case Sparse la portata di punta Q_{np} si ottiene moltiplicando la portata media per il coefficiente di punta C_p posto pari a 5 (trattandosi di una portata determinata mediante una formula matematica si deve tener conto anche delle perdite nelle condotte e dell'eventuale acqua meteorica che confluisce all'interno) e si ottiene: $Q_{np5} = 0,479$ l/s. Per le portate provenienti dalla zona produttiva (Area Igor –Tiragola) non si applicano coefficienti di punta in quanto si tratta di portate fisse derivanti da lavorazioni.



Figura 11 – suddivisione bacino 5 e bacino 6 –Case sparse (bacino 5) e area industriale Igor – (bacino 6)

Pertanto da due bacini si possono assumere in arrivo alla stazione di pompaggio SP02 le seguenti portate di acque reflue:

- parte civile residenziale centro abitato di Case Sparse $Q_{np5} = 0,50$ l/s
- parte produttiva area industriale Igor $Q_{np6a} = 1,58$ l/s
- parte civile ristorazione area Tiragola -Igor $Q_{np6b} = 0,10$ l/s

Riepilogando si ha:

BACINO	1° FASE									
	abitanti	dotazione	coeff.	Q teorica	Q misurata	cp teorica	cp misurata	Qn teorica	Qn misurata	Qn effettiva
		l/ab/d		l/s	l/s			l/s	l/s	l/s
1- Cameriano 1	400	415	0,8	1,54	4,06	5	2	7,69	8,12	8,12
2 - Cameriano 2	400	415	0,8	1,54	3,70	5	2	7,69	7,40	7,40
5 - Case Sparse	50	208	0,8	0,10		5		0,48		0,50
6a - Area Igor			0,8	0,00	1,59	5	1	0,00	1,59	1,59
6b - Area Tiragola					0,10	5	1	0,10		0,10

BACINO	2° FASE									
	abitanti	dotazione	coeff.	Q teorica	Q misurata	cp teorica	cp misurata	Qn teorica	Qn misurata	Qn effettiva
		l/ab/d		l/s	l/s			l/s	l/s	l/s
1- Cameriano 1	400	415	0,8	1,54	4,06	5	2	7,69	8,12	8,12
2 - Cameriano 2	400	415	0,8	1,54	3,70	5	2	7,69	7,40	7,40
5 - Case Sparse	50	208	0,8	0,10		5		0,48		0,50
6a - Area Igor			0,8	0,00	1,59	5	1	0,00	1,59	1,59
6b - Area Tiragola					0,10	5	1	0,10		0,10
4 - Orfengo industriale	0	0	0,8	0,00	1,98	5	1	0,00	1,98	2,00
3 - Orfengo domestico	88	207	0,8	0,17	0,18	5	1	0,84	0,18	0,80

Nel caso dei bacini 1, 2 è stato considerato come valore di progetto quello determinato in base ai consumi effettivamente rilevati, valutati con il coefficiente di punta pari a 2 e non 5 proprio per tener conto che tali valori derivano da misurazioni sul campo, già molto superiori a quelli dedotti da calcoli sulla dotazione idrica.

Per i bacini 4 e 6 è stato invece considerato il coefficiente di afflusso pari a 1 in quanto trattandosi di acque di lavaggio industriali, sono tutte destinate alla raccolta e determinabili in modo più accurato.

Per il bacino 5, non avendo a disposizione valori misurati, si è ritenuto di utilizzare, a favore di sicurezza un coefficiente pari a 5 per tenere conto sia delle eventuali perdite e approssimazioni.

Poiché il progetto prevede due fasi distinte di intervento, nel seguito saranno sempre proposti due casi distinti ovvero:

- 1° FASE : portate relative al convogliamento delle acque dei bacini n. 1, 2, 5, 6, che prevede una $Q_{max}=18$ l/s;
- 2° FASE : portate relative al convogliamento delle acque anche dei bacini 3 e 4, in aggiunta alle precedenti che prevede una $Q_{max}=21$ l/s;

5 Dimensionamento delle stazioni di sollevamento

5.1 Dimensionamento delle condotte in pressione

I diametri delle condotte in pressione sono stati assegnati in modo da contenere entro valori ragionevoli le perdite di carico totali (e le conseguenti prevalenze delle pompe), mantenendo nel contempo le velocità in un campo di valori accettabili. Imponendo il "range" di velocità e considerando il funzionamento di tre pompe (prevedendo l'avviamento simultaneo delle due macchine più l'avviamento alternato della terza macchina di emergenza) è stato individuato il diametro commerciale della condotta in pressione.

La velocità è stata determinata mediante la seguente relazione:

$$v = \frac{Q}{0.785 \cdot D^2}$$

Le perdite di carico distribuite sono state calcolate con la formula di Hazen-Williams

$$\Delta = J L = \frac{10.675 Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.8704}} L$$

Dove C è il coefficiente di scabrezza delle tubazioni pari a 150 per le tubazioni in PEAD
le perdite di carico localizzate dovute al valvolame e alle singolarità idrauliche previste sono state calcolate invece con la seguente relazione:

$$J_c = \frac{v^2}{2g} \beta$$

Dove $\beta = \sum L_{eq} \cdot n$ con L_{eq} funzione delle diverse tipologie di pezzi speciali.

Dalle perdite di carico così calcolate, sommate alla prevalenza geometrica determinata dalla differenza altimetrica tra il punto di partenza e il punto di arrivo, si ottiene la prevalenza totale, che deve essere garantita dalla pompa con la portata di progetto.

Nella tabella seguente sono riportati i calcoli di dimensionamento delle condotte di mandata e le prestazioni che devono essere fornite dalle pompe in corrispondenza degli impianti di sollevamento in progetto.

	TRATTO	terreno	Qn soll.	L	H distr.	H conc.	H geo	H tot	v	Materiale	Diametro est.	Diametro int.	K
			l/s	m	m	m	m	m	m/s		mm	mm	
1° FASE	1.1	asfalto	16	789,62	1,57	4,74	6	12	0,81	PEAD	180	159	150
	1.2	asfalto	16	1570	3,13		0,5	4	0,81	PEAD	180	159	150
	SP01		16	2359,62	4,70	4,74	6,5	16					
	2.1	asfalto	18	1989,51	2,95	6,60	5	15	0,74	PEAD	200	176	150
	2.2	asfalto	18	580	0,86		0,65	2	0,74	PEAD	200	176	150
	SP02		18	2569,51	3,81	6,60	5,65	16					

1° FASE	SP01	curve 90	n°	curve 45	n°	tes	n°	saracinesca	n°	valv.rit	n°
		4	3	3	21	11	7	1	1	3	0
1° FASE	SP02	curve 90	n°	curve 45	n°	tes	n°	saracinesca	n°	valv.rit	n°
		4	3	3	40	11	11	1	1	3	0

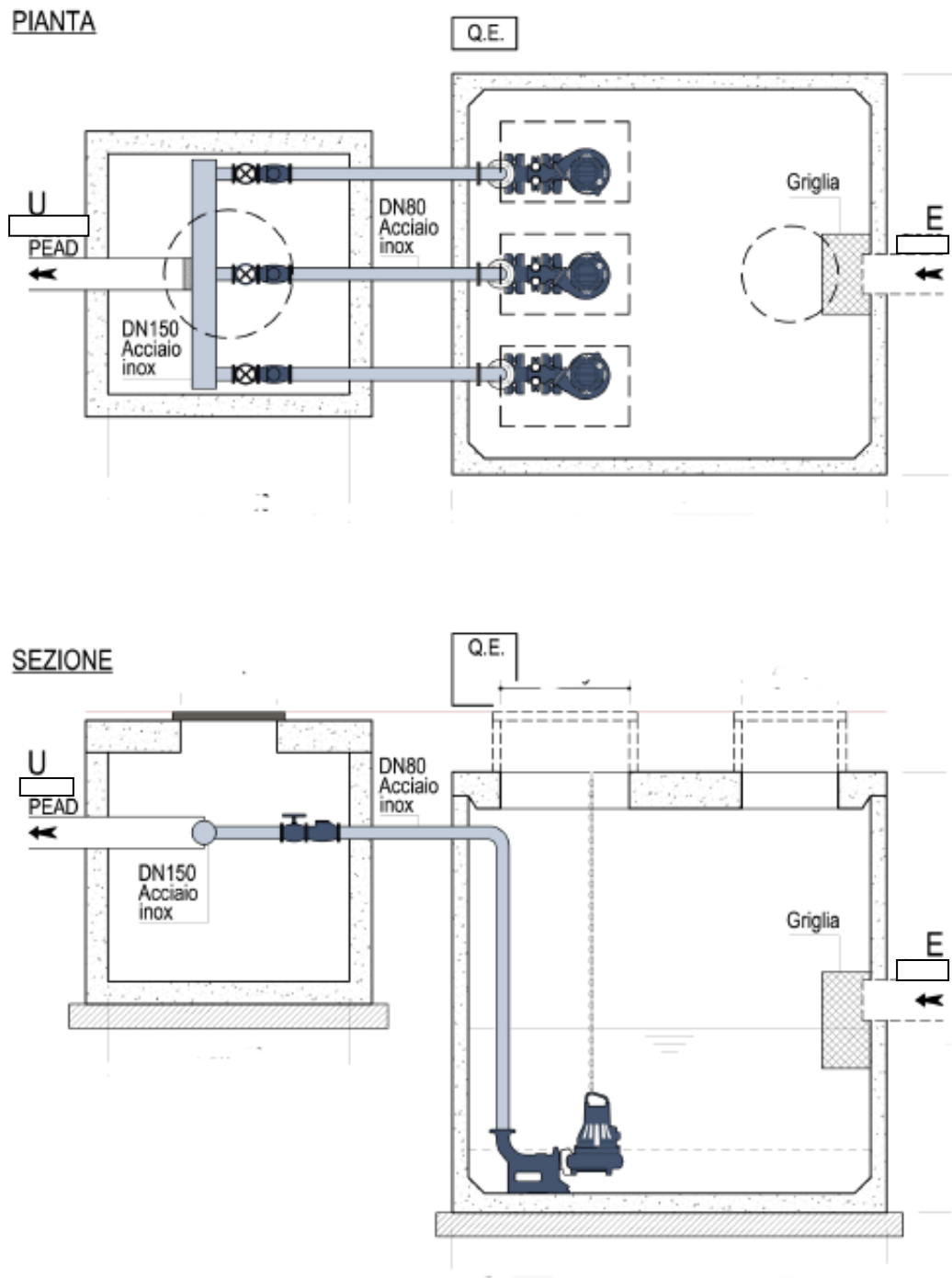
Tabella 1 – Calcoli idraulici relativi alle condotte in pressione PRIMA FASE

2° FASE	TRATTO	terreno	Qn soll.	L	H distr.	H conc.	H geo	H tot	v	Materiale	Diametro est.	Diametro int.	K
			l/s	m	m	m	m	m	m/s		mm	mm	
	1.1	asfalto	18,80	789,62	2,12	6,55	6,41	15	0,95	PEAD	180	159	150
	1.2	asfalto	18,80	1570	4,22		0,5	5	0,95	PEAD	180	159	150
	SP01		18,80	2359,62	6,34	4,74	6,91	20					
	2.1	asfalto	20,80	1989,51	3,86	8,82	5	18	0,86	PEAD	200	176	150
	2.2	asfalto	20,80	580	1,12		0,65	2	0,86	PEAD	200	176	150
	SP02		20,80	2569,51	4,98	6,60	5,65	19					

2° FASE	SP01	curve 90	n°	curve 45	n°	tes	n°	saracinesca	n°	valv.rit	n°
		4	3	3	21	11	7	1	1	3	0
	SP02	curve 90	n°	curve 45	n°	tes	n°	saracinesca	n°	valv.rit	n°
		4	3	3	40	11	11	1	1	3	0

Tabella 2 – Calcoli idraulici relativi alle condotte in pressione SECONDA FASE

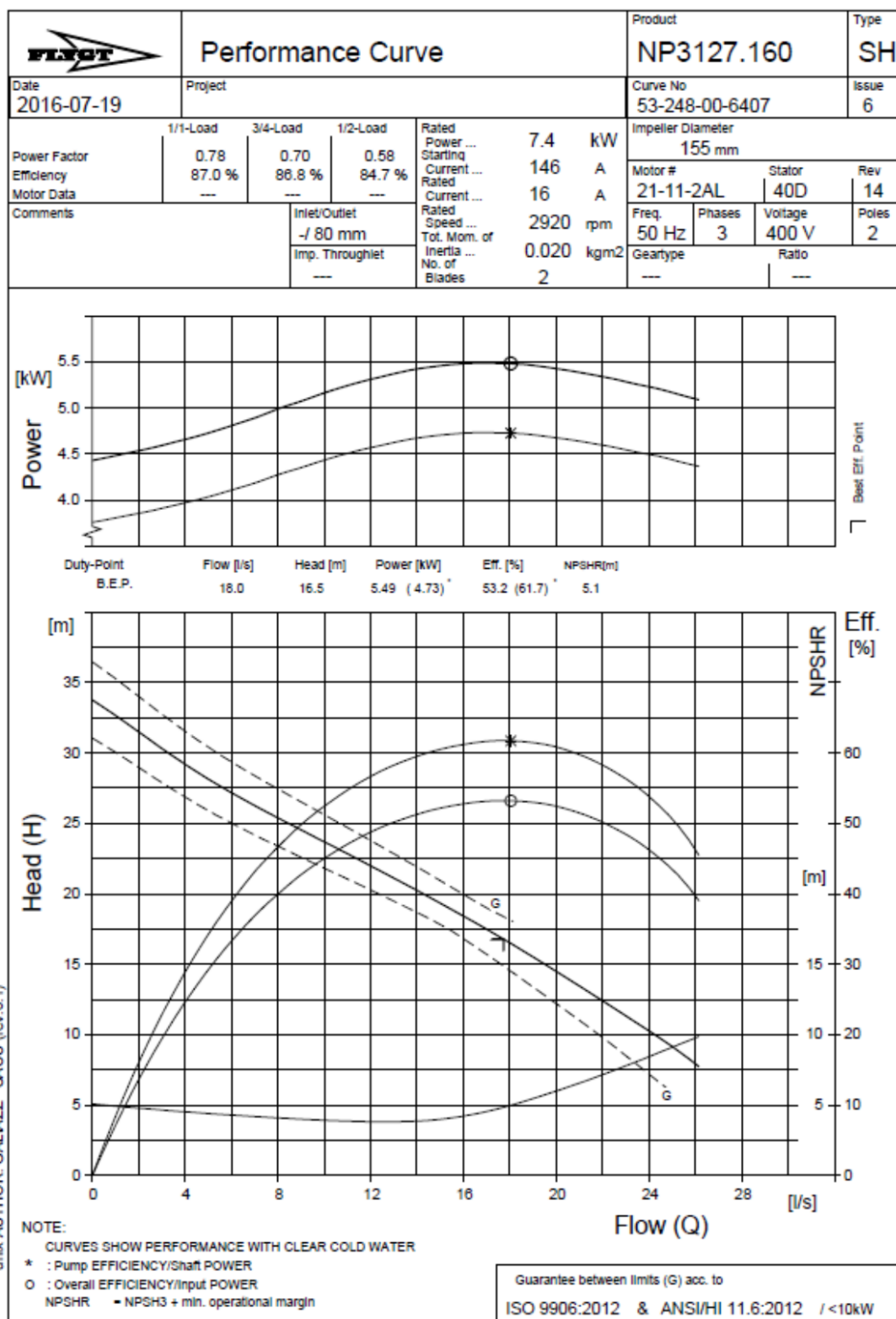
Sulla base dei calcoli sopra riportati gli impianti di sollevamento delle due stazioni di sollevamento, il cui dimensionamento è stato fatto riferendosi solo alla prima fase (bacino 1,2,5,6) sono così composte:

stazione SP01:n. 3 **Elettropompe sommergibili tipo FLYGT.**

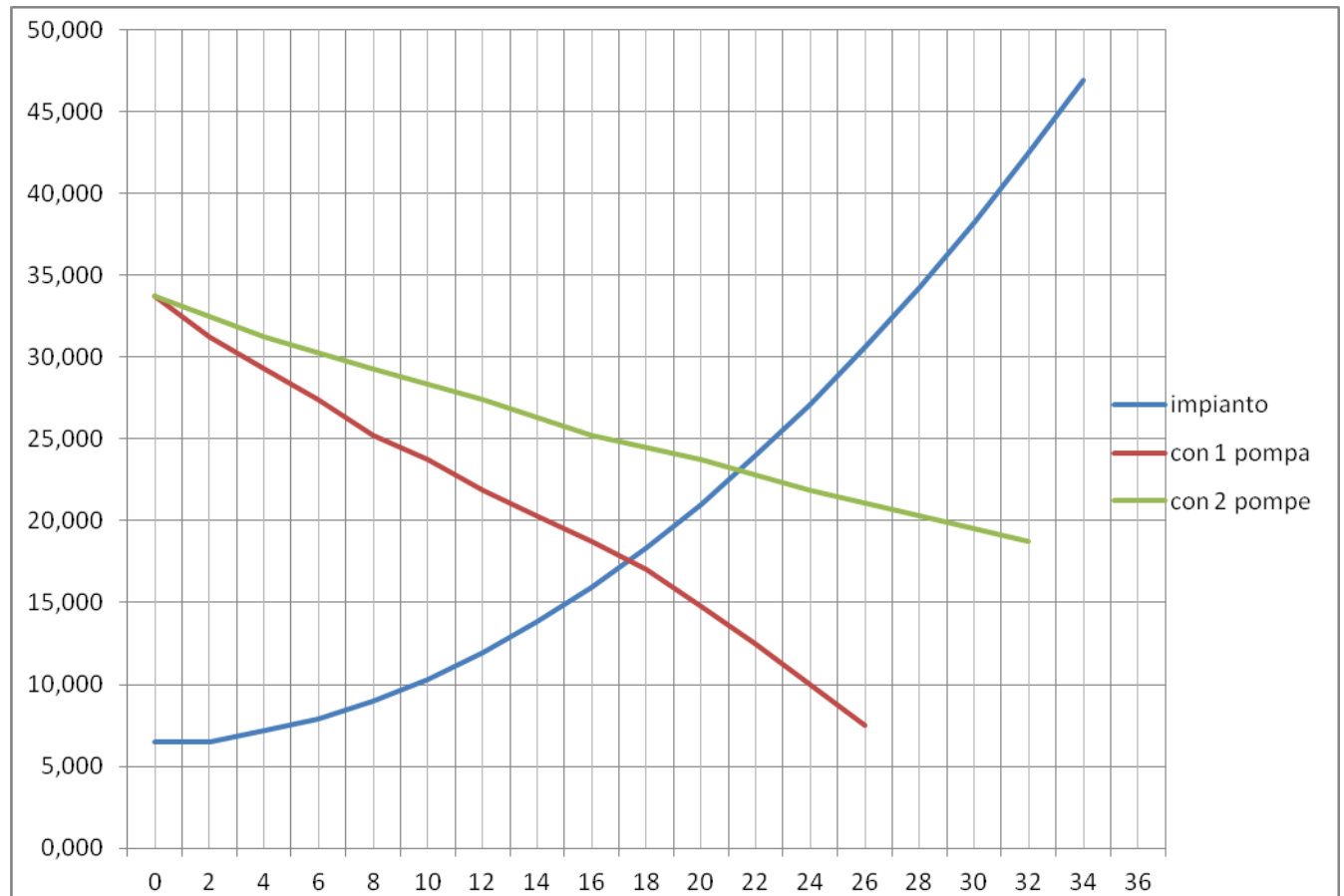
Ciascuna elettropompa dovrà avere le seguenti caratteristiche:

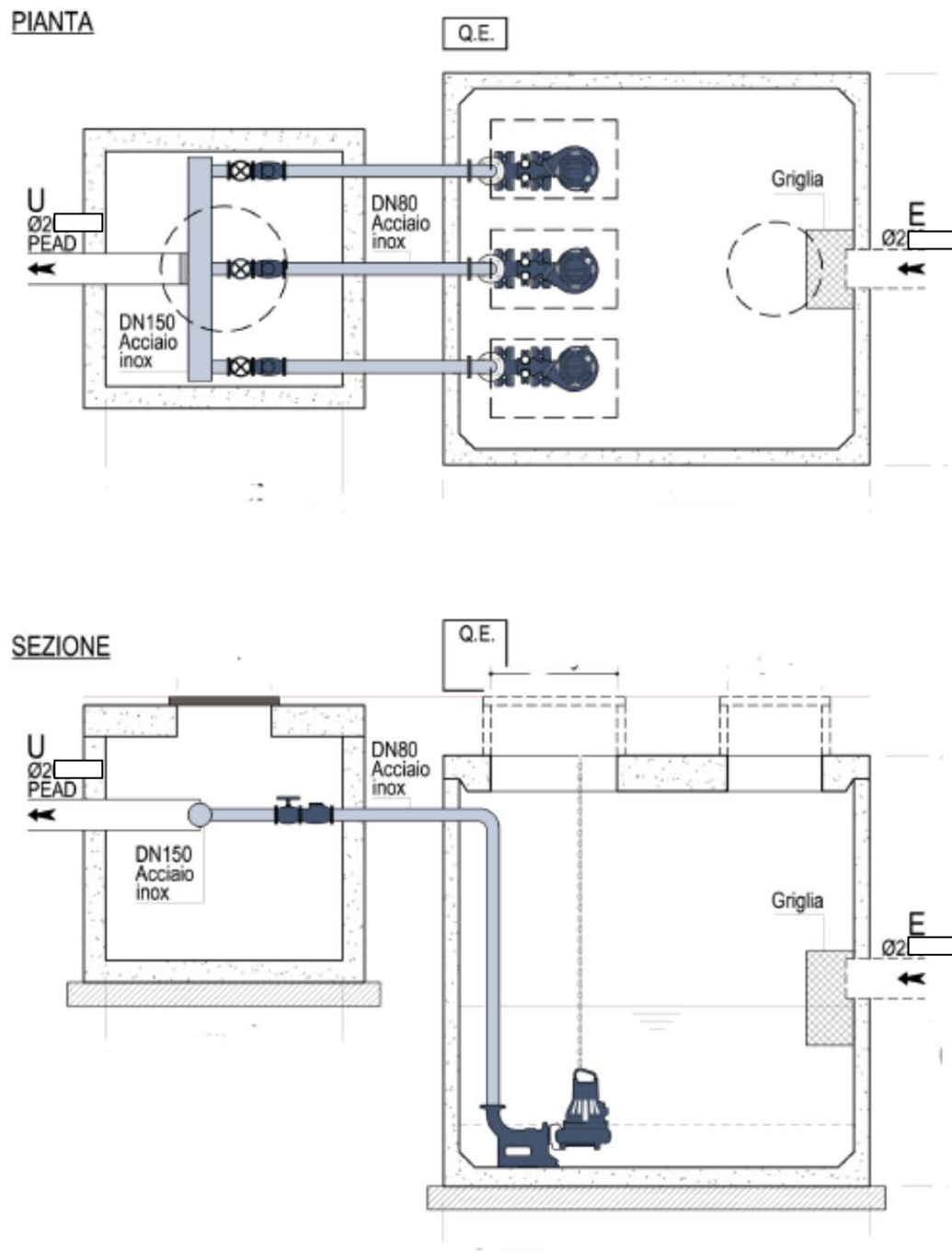
Portata	11 l/s
Prevalenza	22.5 m
Mandata	DN 80
Pot. Nominale	7.4 kw – Trifase

A titolo esemplificativo e NON esaustivo si riporta nel seguito lo schema delle caratteristiche di alcune elettropompe:



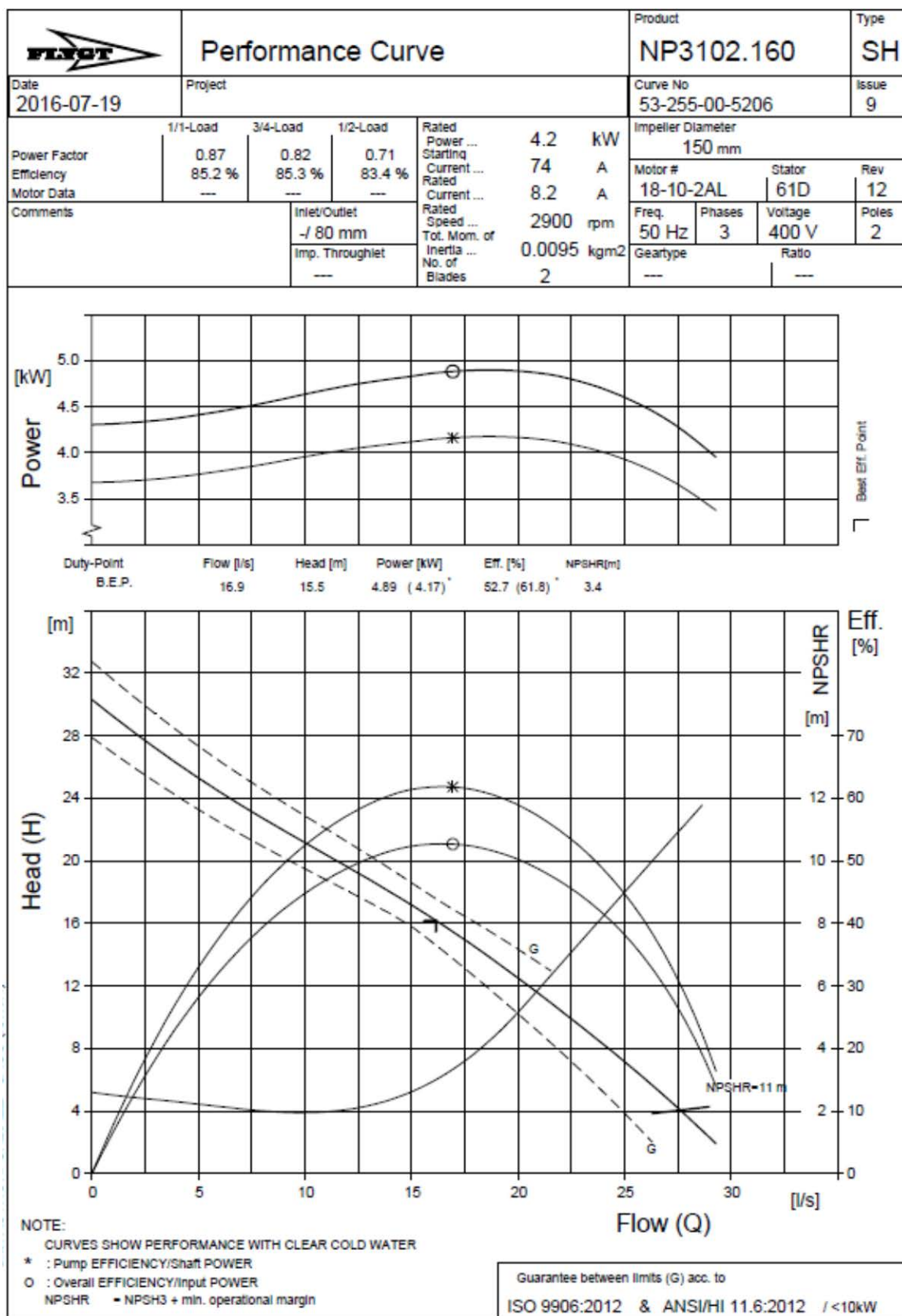
CURVA DELL' IMPIANTO E CURVA DI FUNZIONAMENTO POMPE SP01

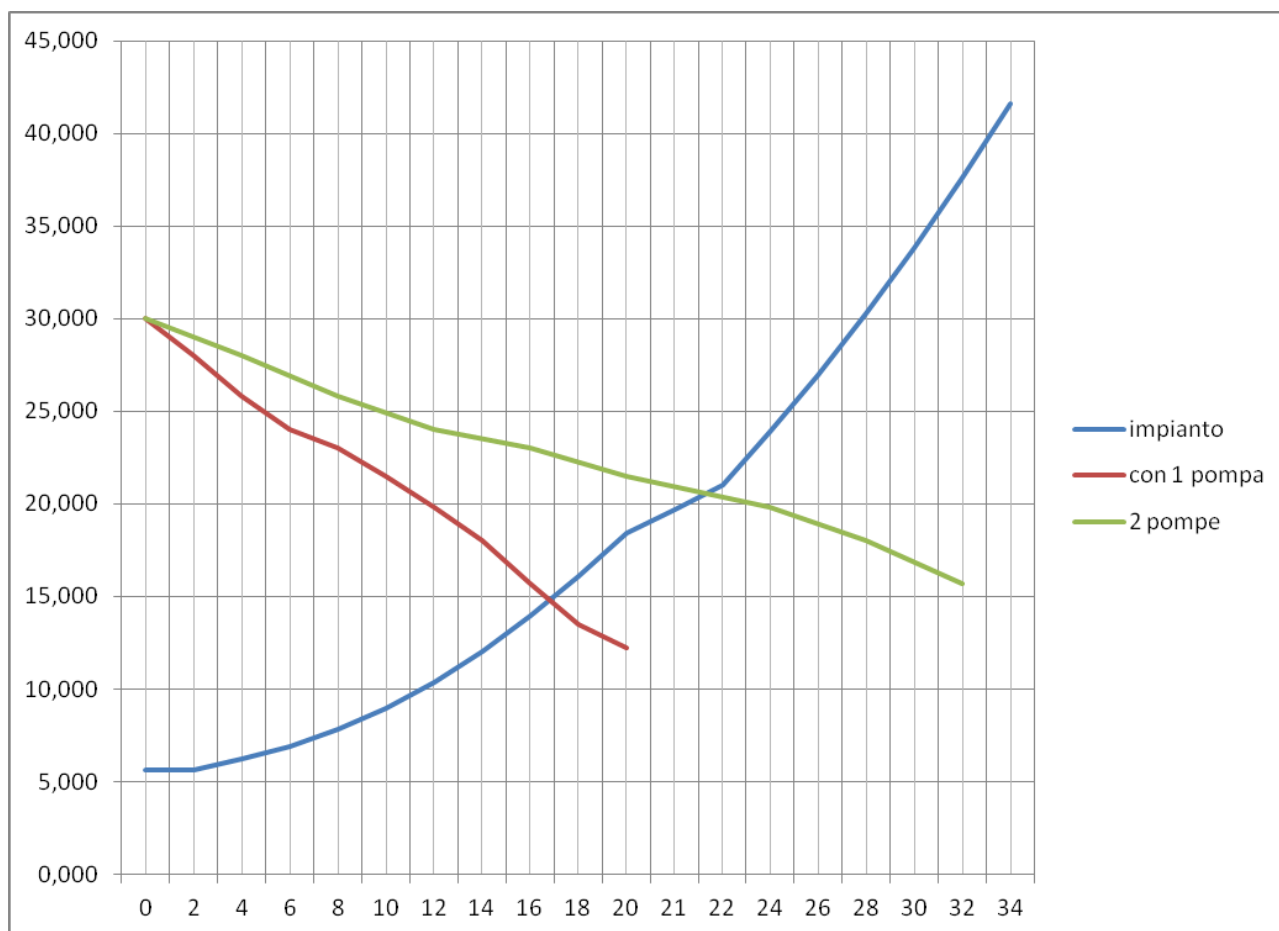


Stazione SP02

- n. 3 **Elettropompe sommergibili tipo FLYGT.**
Ciascuna elettropompa dovrà avere le seguenti caratteristiche:
- | | |
|---------------|-------------------------|
| Portata | 12 l/s |
| Prevalenza | 19 m |
| Mandata | DN 80 |
| Pot. Nominale | 4.2 kw – Trifase |

A titolo esemplificativo e NON esaustivo si riporta nel seguito lo schema delle caratteristiche di alcune elettropompe:



CURVA DELL'IMPIANTO E CURVA DI FUNZIONAMENTO POMPE SP02**5.2 Calcolo del volume utile della vasca di aspirazione**

Le stazioni di sollevamento saranno equipaggiate con 3 elettropompe per acque nere; due in grado di sollevare la portata di progetto e una terza di riserva; la logica di funzionamento di tali pompe si basa sul concetto di *riserva attiva*, ovvero le pompe entrano in funzione in alternanza.

Per il dimensionamento della stazione di sollevamento è stato definito il *volume utile*, cioè il volume compreso fra il livello di attacco e di stacco delle elettropompe.

La durata minima del ciclo di pompaggio si verifica quando la portata in afflusso risulta pari a $Q_m/2$

Dal momento che l'impianto è equipaggiato con più elettropompe, il volume utile minimo per ottenere un lavoro soddisfacente delle pompe nelle condizioni più sfavorevoli di afflusso è fornito dalla nota formula:

$$V_u = 900 \cdot Q_m / Z$$

V_u = volume utile minimo della stazione di sollevamento [m^3]

Q = portata dell'elettropompa [m^3/s]

z = numero massimo di avviamenti orari ammessi per una pompa (assunto pari a 5)

Come si può dedurre dalla tabella sottostante, il volume utile effettivamente adottato per ciascuna delle 3 stazioni di sollevamento è superiore a quello calcolato.

stazione	Q_m (l/s)	Q_m (m ³ /s)	V_u (m ³)	V_{eff} (m ³)	Z_{eff} (avv./h)
SP01	16	0.016	4.8	5.94	3avv./h
SP02	18	0.018	5.4	5.94	3avv./h

Tabella 4 – Calcoli idraulici relativi al volume utile della vasca di aspirazione

6 Calcoli idraulici relativi ai tratti a gravità

Lungo il tracciato della nuova rete fognaria sono previsti due tratti a gravità entrambi di tipo misto:

- 1 - in corrispondenza nuova area PEC sino a pozzetto di via Nenni :
- 2 - In corrispondenza del bacino 5 - Case sparse

6.1 Tratto 1 - A monte pozzetto collettore via Nenni Pze05

In tale tratto occorre eseguire il collegamento tra la tubazione esistente proveniente dalla zona nord del paese , nuova area Pec in fase di urbanizzazione , che quindi convoglia le acque del bacino 2, previo lo sfioro delle portate eccedenti , con la tubazione esistente che raccoglie le acque del bacino 1 e le scarica nella roggia Bacchella. Non essendo presenti altri innesti, è stato utilizzato il medesimo diametro della tubazione esistente nell'urbanizzazione dell'area PEC ovvero un DN 500 in pead corrugato, che si collega poi alla tubazione principale, in cls, con DN 1400. In corrispondenza dell'impianto di sollevamento SP01, sarà realizzato uno sfioratore finale che permetterà di scaricare le acque meteoriche dei bacini 1 e di parte del bacino 2 di Cameriano, nella roggia Bacchella.

La superficie dell'agglomerato urbano è pari a:

	<u>superficie</u> <u>mq</u>
-	
Cameriano - bacino 1	191.700,00
Cameriano - bacino 2	200.500,00

Poiché il bacino 2 ha non è completamente urbanizzato ma comprende notevoli aree verdi e quindi drenanti, oltre che la zona del centro storico, si è ritenuto di considerare, ai fini del calcolo delle acque meteoriche, solo due terzi della superficie effettiva del bacino: per questo motivo la superficie considerata nei successivi calcoli sarà pari a 133.667,00 mq e non

corrisponde quindi ai 200.500,00 mq effettivi.

La portata di acque meteoriche è stata determinata mediante la seguente relazione:

$$v = \lambda \psi j_0 / 0.36$$

dove:

v = coefficiente udometrico in l/s/ha

ψ = coefficiente di afflusso

λ = coefficiente funzione di j_0 , della pendenza e del volume di invaso.

j_0 = intensità di pioggia sulla durata di 15' = $39.24 \cdot t^{0.33} / t = 39.24 \cdot 15^{-0.67} = 99.34$ mm/h

Il coefficiente d'afflusso è stato assunto nei diversi bacini pari a 0.49 e 0.57 come esplicitato nelle tabelle sottostante:

<u>Calcolo coefficiente di afflusso medio:</u>		
Tipologia superficie	coeff.	% sup
sup. non drenante	1	45%
area a verde	0,2	45%
stalli drenanti	0,3	10%
viabilità in asfalto drenante	0,8	0%
Coefficiente di afflusso medio Ψ =		0,57

Tabella 5 – ripartizione suolo per determinazione coefficiente d' afflusso per bacino 1

<u>Calcolo coefficiente di afflusso medio:</u>		
Tipologia superficie	coeff.	% sup
sup. non drenante	1	20%
area a verde	0,2	50%
stalli drenanti	0,3	10%
viabilità in asfalto drenante	0,8	20%
Coefficiente di afflusso medio Ψ =		0,49

Tabella 6 – ripartizione suolo per determinazione coefficiente d' afflusso per bacino 2

Assumendo un valore di invaso specifico di piccoli bacini $w_2 = 30$ m³/ha e pendenza pari a 0.005 si ottiene $\lambda = 0.53$

Il coefficiente udometrico è quindi pari a 83,36 l/s/ha per il bacino 1 e 100,91 l/s/ha per il bacino 2.

Considerando le seguenti superfici per i bacini interessati, moltiplicando per il coefficiente udometrico sopra ottenuto, si ottiene la portata di acque meteoriche:

<u>bacino</u>	<u>v [l/s/ha]</u>	<u>A [ha]</u>	<u>Qb [l/s]</u>
Cameriano - bacino 1	83,36	19,17	1.592,17
Cameriano - bacino 2	100,91	13,37	1.349,17

Tabella 7 –riepilogo portate

Poiché la tubazione di collegamento tra la rete esistente a servizio del bacino 2 e il collettore del bacino 1 ha diametro DN 500, occorrerà realizzare un primo sfioratore a monte dell'innesto nella tubazione DN 500; considerando tale diametro e una pendenza del 5 per mille, in tale tubazione potrà confluire una portata massima di 190 l/s, mentre l'eccedenza sarà quindi preventivamente sfiorata nello sfioratore 2 (vedere figura 3, pag. 4).

Le portate che effettivamente verranno convogliate nel nuovo manufatto saranno quindi:

<u>bacino</u>	<u>Qb [l/s]</u>
Cameriano - bacino 1	1.592,17
Cameriano - bacino 2	190,00

Tabella 8 –riepilogo portate effettive

La portata di picco complessiva è quindi $Q_m = 1.782,17$ l/s; tale portata non confluirà nella stazione di sollevamento (nella quale confluiranno solo le acque nere) ma sarà convogliata nella vasca di sfioro adiacente. Nel seguito si riportano i calcoli relativi a tale manufatto.

6.1.1 - Dimensionamento sfioratore

Valutazioni in condizioni di magra									
In prima approssimazione si considera un riempimento del 50 % in modo da poter inserire una canalina sul fondo dello sfioratore tale da garantire il deflusso di magra e non creare la possibilità di deposito sul fondo dello sfioratore.									
Diametro interno	0,2204	m	Diametro esterno	0,25	m				
pendenza tubazione	0,005	m/m							
coefficiente di scabrezza ks	65	m ^{1/3} / s							
battente	0,1	m							
Si determinano l'area e il perimetro bagnato per determinare successivamente il raggio idraulico e di conseguenza la velocità della fluido.									
area	0,017	m ²							
perimetro	0,326	m							
La velocità risulta quindi pari a		$v = k R^{2/3} i^{1/2}$	Velocità						
			0,638		m/s				
Conoscendo la velocità si determina la porta in moto uniforme			Q = v * A =	0,0107	mc/s =	Portata			
						10,7 l/s			
Considerando che la portata minima nera reale è di circa 10 l/s, risulta sufficiente una tubazione di diametro esterno 25cm									
Si determina ora la portata massima della tubazione posta dopo lo sfioratore, la quale dovrà essere maggiore della portata minima da convogliare alle pompe.									
Diametro interno	0,2204	m	Diametro esterno	0,25	m				
pendenza tubazione	0,005	m/m							
coefficiente di scabrezza ks	65	m ^{1/3} / s							
battente	0,21	m							
Si determinano l'area e il perimetro bagnato per determinare successivamente il raggio idraulico e di conseguenza la velocità della fluido.									
area	0,037	m ²							
perimetro	0,596	m							
La velocità risulta quindi pari a		$v = k R^{2/3} i^{1/2}$	Velocità						
			0,727		m/s				
Conoscendo la velocità si determina la porta in moto uniforme			Q = v * A =	0,0273	mc/s =	Portata			
						27,3 l/s			
Il diametro della tubazione garantisce il deflusso di circa 26,6 l/s conforme a quanto richiesto in progetto.									
Valutazioni in condizioni di piena									
In condizioni di piena la portata è di 3082 l/s, la quale viene convogliata allo scolmatore dalla tubazione esistente del diametro di 140 cm. Nei calcoli successivi si determinerà il grado di riempimento della tubazione che garantisce tale portata.									
portata in ingresso:	1,782	mc/s	1782	l/s					
Diametro	1,4	m							
pendenza tubazione	0,005	m/m							
coefficiente di scabrezza ks	65	m ^{1/3} / s							
battente	0,7	m	OK						

Si determinano l'area e il perimetro bagnato per determinare successivamente il raggio idraulico e di conseguenza la velocità della fluido.

area 0,770 m²
perimetro 2,199 m

La velocità risulta quindi pari a $v = k R^{2/3} i^{1/2}$

Velocità

2,283 m/s

Conoscendo la velocità si determina la porta in moto uniforme $Q = v \cdot A = 1,757 \text{ mc/s} =$

Portata

1757 l/s

Trovata l'altezza del pelo libero si valuta la portata in uscita dallo sfioratore e dal tubo sotto battente

Valutazione portata tubazione in uscita sotto battente con tubo addizionale esterno

La lunghezza del tronco deve essere sufficiente in modo da consentire il riattacco della vena contratta ma non tale da determinare perdite continue significative. E' in genere sufficiente la lunghezza di un paio di diametri per assicurare le precedenti condizioni. E' anche riportabile a questo caso l'efflusso da parete grossa ($s > 2.5D$); la vena si riempie internamente l'imboccatura e la portata risulta alquanto più elevata dell'efflusso da parete sottile. E' ancora valida la seguente formula ma con coefficiente di contrazione μ di 0,82:

$$Q = \mu S \sqrt{2gh}$$

0,1159 mc/s =

Portata

115,9 l/s

Tipo di posa tubazione in uscita:

asse tubazione a livello con fondo cameretta stramazzo

dove: h altezza compresa tra pelo libero e asse della condotta

0,7

g accelerazione di gravità

9,81 m/s²

S superficie sezione condotta pari a $(D^2 \cdot \pi) / 4 =$

0,038 m²

dove D è il diametro della condotta

0,2204 m

μ coefficiente di contrazione

0,82

Valutazione portata stramazzo laterale

$$Q = \mu \cdot L_e \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

2,993 mc/s =

Portata

2993 l/s

dove: fattore di forma tipologia soglia $\mu =$

0,385

soglia larga

0,4

soglia in parete sottile

0,48 ÷ 0,55

soglia con profilo standard tipo Creager-Scimemi

$$\mu = \left(0,405 + \frac{0,003}{h} \right) \cdot \left(1 + 0,55 \cdot \frac{h^2}{H^2} \right)$$

0,526

si sceglie di utilizzare il seguente valore di $\mu =$

0,554

larghezza efficace L_e

$$L_e = L - N \cdot L_p - 2 \cdot (k_s + N \cdot k_p) \cdot h$$

3,45

m

dove: L = larghezza stramazzo

3,5

m

N = numero pile

0

L_p = larghezza pile

0,2

m

k_s e k_p = rispettivamente coefficienti di forma spalle e pile:

0,1

superfici a spigolo vivo

0,05

superfici arrotondate

0

superfici a ogiva

k_s scelto =

0,05

k_p scelto =

0,05

accelerazione di gravità g =	9,81	m/s ²									
altezza pelo libero H =	0,7	m									
altezza soglia p =	0,2	m									
altezza battente vena d'acqua h =	0,5	m									
La portata in uscita risulta essere quindi pari a =	3109	maggiore della portata in ingresso pari a =		1782							
Risulta quindi evidente che l'altezza del pelo libero si abbasserà considerevolmente appena dopo la fine della tubazione in ingresso allo sfioratore. Per determinare l'altezza del pelo libero che verifica l'uguaglianza tra le portate si calcolerà iterativamente l'altezza del pelo libero fino ad ottenere portate confrontabili.											
Determinazione altezza pelo libero incorrispondenza dello scolmatore											
Altezza pelo libero imposta hp =	0,55	m	OK								
valutazione portata tubazione sotto battente con tubo addizionale esterno											
$Q = \mu S \sqrt{2gh}$	0,1028	mc/s =	<table><tr><th colspan="2">Portata</th></tr><tr><td>102,8</td><td>l/s</td></tr></table>		Portata		102,8	l/s	Tipo di posa tubazione in uscita:		
Portata											
102,8	l/s										
dove:	h altezza compresa tra pelo libero e asse della condotta		0,55	asse tubazione a livello con fondo cameretta stramazzo							
	g accelerazione di gravità		9,81	m/s ²							
	S superficie sezione condotta pari a		(D ² *π) / 4 =		0,038	m ²					
	dove D è il diametro della condotta				0,2204	m					
	μ coefficiente di contrazione				0,82						
valutazione portata stramazzo laterale											
$Q = \mu \cdot L_e \cdot h^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{2g}$	1,753	mc/s	<table><tr><th colspan="2">Portata</th></tr><tr><td>1753</td><td>l/s</td></tr></table>		Portata		1753	l/s			
Portata											
1753	l/s										
dove:	fattore di forma tipologia soglia μ =		0,554								
	larghezza efficace Le		$L_e = L - N \cdot L_v - 2 \cdot (L_v + N \cdot L_v) \cdot h$		3,45 m						
	accelerazione di gravità g =		9,81		m/s ²						
	altezza pelo libero H =		0,55		m						
	altezza soglia p =		0,2		m						
	altezza battente vena d'acqua h =		0,35		m						
La portata in uscita risulta essere quindi pari a =	1856	maggiore della portata in ingresso pari a =		1782							
La portata che si vuole sollevare è di 26,6l/s che risulta essere molto minore della portata sotto battente (in caso di piena) della tubazione in uscita dallo sfioratore. Per ridurre ulteriormente la portata si inserirà una paratoia regolabile manualmente per ottimizzare il flusso in uscita verso la stazione di pompaggio.											

6.2 Tratto 2 – Agglomerato Case Sparse

Sarà realizzata una rete a gravità per la raccolta delle acque dell'agglomerato urbano. Sono state considerate le sole acque nere, le acque meteoriche che saranno poi sfiorate all'interno dei corsi d'acqua esistenti e non portati all'impianto di sollevamento.

La tubazione utilizzata ha DN 315; considerando una pendenza di 0.005 e un riempimento minimo di 0.09 e massimo di 0.83, si ottiene una portata minima di 1.59 l/s e una portata massima di 96.87 l/s con velocità minima di 0.54 m/s e massima di 1.54 m/s

Pendenza i = 0.005 DN 315	riempimento	Portata l/s	Velocità m/s
minimo	0.09	1.59	0.54
massimo	0.83	96.87	1.59

b) – VERIFICHE STRUTTURALI

1. Premessa

Per assicurare la corretta esecuzione dell'intervento è necessario garantire adeguate caratteristiche prestazionali di tutti gli elementi che compongono il sistema in progetto, sia a livello idraulico che strutturale. Le verifiche concernenti il primo sono contenute nell'elaborato "Relazione Idraulica", le seconde invece sono illustrate nei paragrafi seguenti.

Comunque, per maggiori dettagli riguardanti i materiali si rimanda ai relativi articoli dell'elaborato "Capitolato Prestazionale" e degli elaborati di progetto.

2. Verifiche statiche tubazioni

2.1 Verifiche attraversamenti statale SS11 tramite spingi-tubo in acciaio

Oggetto del presente capitolo è il dimensionamento e la verifica statica delle opere idrauliche necessarie per la realizzazione degli attraversamenti stradali della nuova condotta prevista in progetto.

La realizzazione della nuova condotta comporta la risoluzione delle seguenti interferenze:

- Attraversamento statale SR11 nei pressi dello stabilimento IGOR (ex Clin) per passaggio della rete fognaria in pressione, in entrata ed uscita della stazione di sollevamento SP02;

La risoluzione delle interferenze della rete fognaria con la viabilità stradale verrà risolta mediante attraversamenti sotterranei della piattaforma stradale con apposite tubazioni di protezione in acciaio, inserite sotto al rilevato stradale con la tecnica "Trivellazione orizzontale controllata" che permette di arrecare il minor disturbo possibile alla porzione di rilevato interessata.

I tubi in acciaio sono stati dimensionati e verificati seguendo la metodologia e le indicazioni di calcolo riportati nel DM 04-04-2014 "Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto". Anche se la normativa si riferisce a ferrovie e tramvie, il metodo ha comunque validità generale e quindi applicabile anche nel caso in esame, per quando quest'ultimo non ricade nelle prescrizioni di tale norma. Al capitolo 2.4.3 si riporta il metodo di calcolo per il dimensionamento e verifica della tubazione in acciaio.

Nei paragrafi successivi vengono riportate le verifiche statiche delle tubazioni di protezione in acciaio al fine di dimostrare l'idoneità delle scelte progettuali ipotizzate a livello preliminare.

2.2 Materiali

Acciaio per condotta di protezione (D.M. 14/01/08 e "Norme tecniche delle costruzioni")

ELEMENTO	MATERIALE
----------	-----------

Tubi	S 355 JR (Fe 510 B) $f_d = 177.5 \text{ N/mm}^2$
------	--

Carico unitario di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

Come suggerito nella norma, per i tubi di protezione in acciaio, la sollecitazione massima cui risulta sottoposto il materiale, nella verifica delle tensioni di esercizio, non deve essere superiore alla metà del carico di snervamento minimo del materiale stesso.

Tubi in Polietilene Alta densità per condotte di trasporto di fluidi in pressione PE100 PN10

2.3 Parametri geotecnici del terreno

Le caratteristiche geotecniche del sito in esame rispecchiano quelle peculiari del tratto di pianura ad Ovest del Fiume Ticino, definite quindi da depositi fluvioglaciali alluvionali sabbiosi-ghiaiosi, alterati ed intercalati nella parte sommatatale in sottili livelli argillosi.

Per una più precisa definizione dei parametri si rimanda alla relazione geologica facente parte del progetto esecutivo e redatta sulla base dei risultati delle prove geotecniche previste.

Comunque il terreno sarà prevalentemente terreno riportato e/o rimaneggiato, per il quale le caratteristiche geotecniche possono essere cautelativamente considerate pari a:

Angolo di attrito interno: 28.9°

Peso specifico del terreno: 1800 kg/mc

Peso specifico immerso del terreno: 800 kg/mc

Anche per l'esatta determinazione della quota di falda si rimanda alla relazione di cui sopra, ma essendo tale livello notevolmente influenzato dalle variazioni stagionali connesse al regime irriguo delle risaie e dalla possibile presenza di falde sospese, si opera a favore di sicurezza considerando la piezometrica a 2.5 m dal piano stradale.

2.4 Carichi di progetto

Per il calcolo dello spessore dei tubi in acciaio si dovrà tener conto dalle diverse sollecitazioni di seguito elencate:

- a) Peso proprio della tubazione.
- b) Carico ripartito superiore, corrispondente al peso del terrapieno sovrastante la tubazione ed al carico mobile opportunamente combinati. Per le linee ove circolano carichi inferiori a 12t per asse le suddette valutazioni possono essere ridotte in proporzione al carico effettivo ammesso a circolare sulla linea;
- c) Carico ripartito laterale, corrispondente alla parte rettangolare del diagramma di spinta (terra + sovraccarico);
- d) Carico triangolare laterale, corrispondente alla parte triangolare del diagramma di spinta.

- e) Reazione radiale costante in un settore corrispondente ad un angolo al centro di 60° in funzione del carico Q pari alla somma di tutti i carichi verticali opportunamente combinati, agente sulla tubazione.

- a) Il peso proprio della condotta di protezione vale:

$$P = \gamma_s \left[\pi \cdot (D_e^2 - D_i^2) \cdot \frac{1}{4} \right] \quad [\text{daN/m}]$$

- b) Carico ripartito superiore:

Essendo le condotte interrate sotto alla carreggiata stradale si considera il carico ripartito superiore p come somma del carico mobile agente sul piano stradale p_m , ipotizzato pari a 4000 daN/m^2 , e del peso del terrapieno p_t sovrastante la tubazione di protezione ($p_t = \gamma_t \cdot H$; ove H è la distanza minima tra il piano stradale e la generatrice superiore del tubo di protezione).

Il carico ripartito superiore vale pertanto: $p = p_m + p_t$

- c) Carico ripartito laterale

Sulla condotta di protezione interrata agisce il carico geostatico dovuto al terreno di contenimento laterale, che per strutture scatolari chiuse è legato al coefficiente di spinta a riposo del terreno e all'affondamento della condotta stessa:

$$K_o = 1 - \sin(\varphi)$$

$$q = p \cdot (1 - \sin(\varphi)) \quad [\text{daN/m}^2]$$

Il calcolo delle spinte orizzontali sulla condotta interrata viene svolto secondo la teoria di Rankine considerando la pressione laterale esercitata dal materiale geotecnica presente in situ, nell'ipotesi di considerare uno stato di sforzo efficace, governato cioè da parametri drenati. Tale pressione è da esprimersi sulla base di un coefficiente di spinta attiva I passiva I a riposo funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno.

- d) Carico triangolare laterale

Sulla condotta di protezione interrata agisce il carico geostatica dovuto al terreno di contenimento laterale, che per strutture scatolari chiuse è legato al coefficiente di spinta a riposo del terreno e alla dimensione verticale della condotta stessa:

$$z = \gamma_t \cdot D_e \cdot (1 - \sin(\varphi)) \quad [\text{daN/m}^2]$$

A favore della sicurezza si assume per semplicità tale carico uniformemente ripartito e pari al valore max costante presente alla base della condotta di Diametro De.

e) Reazione radiale costante

Si valuta la reazione radiale costante in un settore corrispondente ad un angolo al centro di 60°, in funzione del carico p pari alla somma di tutti i carichi verticali agenti sulla tubazione di protezione:

$$Q = p \cdot D_e + \pi \cdot \gamma_s \cdot s \cdot (D_e - s) \quad [\text{daN/m}]$$

2.5 Analisi e verifiche strutturali dei tubi di protezione

Si valutano le azioni assiali N e flettenti M nelle tre sezioni di interesse della condotta oggetto di verifica, così come previsto dal D.M. 04-04-2014 al paragrafo 2.4.3.

Per le verifiche si è considerato un concio di lunghezza unitaria sottoposto alle sollecitazioni derivanti dai contributi già descritti, come meglio evidenziati nella tabella seguente.

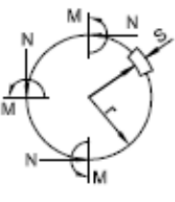
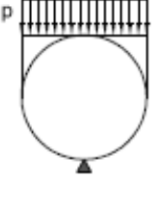
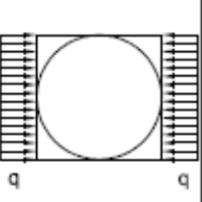
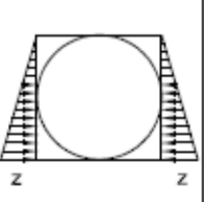
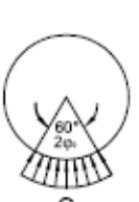
Per il calcolo delle sollecitazioni valgono le seguenti convenzioni di segno:

- ✓ forza assiale di compressione: positiva
- ✓ momento che tende le fibre interne del tubo: positivo.

Le verifiche di resistenza sono state eseguite in accordo alle Normative indicate.

Il massimo sforzo entro lo spessore della lamiera costituente la condotta, vale:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} < f_{yk}/2 = \sigma_{allow} \quad [\text{daN/m}^2]$$

	A	B	C	D	E
	PESO PROPRIO	CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	CARICO TRIANGOLARE LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\varphi_1 = 60^\circ$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M = \frac{1}{2} \gamma_t s r^2$ $N = -\frac{1}{2} \gamma_t s r$	$M = \left(\frac{4}{3\pi} - \frac{1}{8} \right) p r^2 = 0,29941 p r^2$ $N = -\frac{1}{3\pi} p r = -0,10610 p r$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$ $N = q r$	$M = -\frac{5}{48} z r^2 = -0,10417 z r^2$ $N = \frac{5}{16} z r = 0,31250 z r$	$Q =$ (reazione totale) $M =$ $-0,0073038 Q r$ $N = 0,014817 Q$
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M = -\frac{\pi-2}{2} \gamma_t s r^2 = -0,57080 \gamma_t s r^2$ $N = \frac{\pi}{2} \gamma_t s r = 1,57080 \gamma_t s r$	$M = \left(\frac{1}{\pi} - \frac{5}{8} \right) p r^2 = -0,30669 p r^2$ $N = p r$	$M = \frac{1}{4} q r^2 =$ $N = 0$	$M = \frac{1}{8} z r^2 = 0,125 z r^2$ $N = 0$	$M = 0,0075118 Q r$ $N = 0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M = \frac{3}{2} \gamma_t s r^2$ $N = \frac{1}{2} \gamma_t s r$	$M = \left(\frac{2}{3\pi} + \frac{3}{8} \right) p r^2 = 0,58721 p r^2$ $N = \frac{1}{3\pi} p r = 0,10610 p r$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$ $N = q r$	$M = -\frac{7}{48} z r^2 = -0,14583 z r^2$ $N = \frac{11}{16} z r = 0,68750 z r$	$M = -0,11165 Q r$ $N = 0,11916 Q$
<div> <div> M = momento flettente N = sforzo assiale p = carico uniformemente ripartito, dovuto ai carichi mobili ed al peso della massicciata q = pressione uniforme dovuta alle spinte orizzontali z = pressione variabile dovuta alle spinte orizzontali r = raggio medio della tubazione </div> <div> s = spessore della tubazione γ_t = peso specifico del materiale costituente la tubazione Q = reazione radiale totale </div> </div>					

Nelle pagine seguenti si riportano le verifiche statiche effettuate.

VERIFICHE STRUTTURALI CONDOTTA DI PROTEZIONE IN ACCIAIO INTERRATA

Metodo conforme a DM 04/04/2014 "Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto"

Dati in ingresso

Geometria tubazione in acciaio

De =	0,6096	m	Diametro esterno condotta
Di =	0,597	m	Diametro interno condotta
A =	0,0119405	m ²	Sezione resistente
W =	0,0017825	m ³ /m	Modulo di resistenza
s =	0,0063	m	Spessore condotta
r =	0,30165	m	Raggio medio condotta

$$\frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4}$$

$$\frac{\pi \cdot (D^4 - d^4)}{32 \cdot D}$$

Caratteristiche acciaio

f _{yk} =	355000000	N/m ²	Tensione a snervamento acciaio
f _d =	177500000	N/m ²	Tensione di progetto acciaio
γ _s =	78500	N/m ³	Peso specifico acciaio

Parametri geotecnici e geometrici terreno

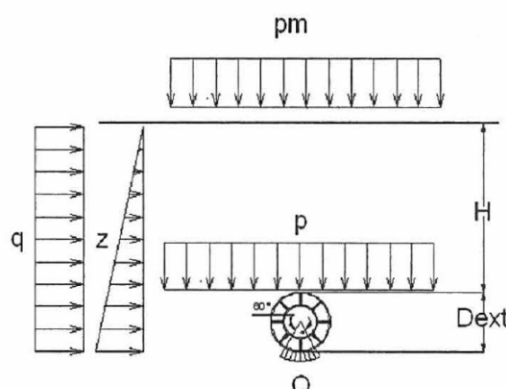
φ =	28,9	°	Angolo di attrito terreno
γ _t =	18000	N/m ³	Peso specifico terreno
K0 =	0,5167176		Coefficiente di spinta a riposo
H =	1,7	m	Profondità interrimento condotta

Sovraccarichi accidentali

p _m =	40000	N/m ²
------------------	-------	------------------

Carichi agenti sulla condotta

P =	937	N/m	Peso proprio della condotta
p =	70600	N/m ²	Carico ripartito superiore
q =	36480	N/m ²	Carico ripartito laterale
z =	5670	N/m ²	Carico triangolare laterale
Q =	43975	N/m	Reazione radiale costante



VERIFICA SOLLECITAZIONI

Sezione Verticale Superiore: 1

	A	B	C	D	E	Totale
M =	22,500225	1923,43565	-829,86	-53,7428	-96,8855	965,45
N =	-74,5905	-2259,5576	11004,27	534,4709	651,5789	9856,17

Tensioni agenti sulla sezione di verifica

SEZ 1	σ _{agente} N/m ²	σ _{amm} N/m ²	% sfruttamento	Verifica
σ _{max}	1367059,9	177500000	0,77%	Verificato
σ _{min}	283816,54	177500000	0,16%	Verificato

Sezione Orizzontale Mediana: 2

	A	B	C	D	E	Totale
M =	-25,68626	-1970,203	829,8596	64,48926	99,64468	-1001,90
N =	234,33353	21296,49	0	0	0	21530,82

Tensioni agenti sulla sezione di verifica

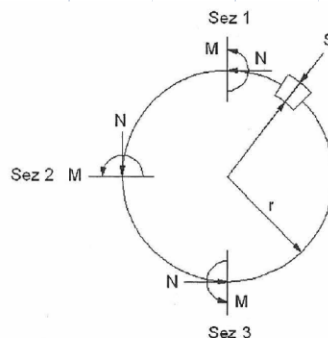
SEZ 2	σ _{agente} N/m ²	σ _{amm} N/m ²	% sfruttamento	Verifica
σ _{max}	2365240	177500000	1,33%	Verificato
σ _{min}	1241101,8	177500000	0,70%	Verificato

Sezione Verticale Inferiore: 3

	A	B	C	D	E	Totale
M =	67,500676	3772,28766	-829,86	-75,2358	-1481,05	1453,65
N =	74,590504	2259,55759	11004,27	1175,836	5240,072	19754,33

Tensioni agenti sulla sezione di verifica

SEZ 3	σ _{agente} N/m ²	σ _{amm} N/m ²	% sfruttamento	Verifica
σ _{max}	2469895,9	177500000	1,39%	Verificato
σ _{min}	838888,74	177500000	0,47%	Verificato



2.6 Verifica statica lungo la condotta in pressione in PEAD

Oltre alla verifica idraulica, nel caso delle tubazioni flessibili risulta di fondamentale importanza effettuare anche una verifica statica. In particolare, come specificato in precedenza, si deve verificare che la tubazione prescelta, posata secondo le indicazioni di progetto, non subisca una deformazione eccessiva.

Generalmente la scelta della rigidità del tubo dipende dal terreno nativo, dal materiale di rinterro nella zona attorno al tubo e dalla sua compattazione, dall'altezza di copertura, dalle condizioni del carico e dalle proprietà limite dei tubi.

La scelta della rigidità del tubo può essere fatta usando i prospetti presenti nella norma sperimentale UNI ENV 1046 (Sistemi di tubazioni e condotte di materia plastica – Sistemi di adduzione d'acqua e scarichi fognari all'esterno dei fabbricati – Raccomandazioni per installazione interrata e fuori terra) o sulla base di calcoli strutturali come specificato nelle pagine successive.

Si riporta, nel capitolo successivo, la verifica della tubazione più rilevante che ha come minimo ricoprimento circa 150 cm.

In accordo con quanto previsto dal D.M. 04/04/2014 "Norme tecniche per gli attraversamenti ed i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto" si è effettuata la verifica statica della condotta fognaria.

Nello specifico, è stata effettuata la verifica specificata al capitolo 4.4.2 – 5.5 per le tubazioni in polietilene, ovvero:

1. Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine;
2. Calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione massima di flessione risultante dall'inflessione del tubo;
3. Calcolo e verifica del carico critico di collasso associato all'instabilità all'equilibrio elastico.

Nel caso in esame, la rete fognaria è realizzata con tubazioni in PEAD corrugato con tubo di protezione della stessa tipologia, per il quale a livello normativo europeo si fa riferimento al metodo di calcolo proposto dall'ATV-DWK-A 127 E (Static Calculation of Drains and Sewers) dell'Agosto 2000, il quale risulta essere il più completo e più utilizzato per la verifica statica delle tubazioni fognarie in Europa.

Tale metodo tiene conto in maniera molto dettagliata di tutti i casi che si possono incontrare nella pratica; vengono infatti presi in considerazione i vari tipi di materiale di ricoprimento, le condizioni di compattazione del materiale che ricopre il tubo e del materiale di riempimento. Nel seguito sono esplicitate ed illustrate le formule relative al **calcolo della deformazione (inflessione diametrale a lungo termine)** ed alla **pressione di imbozzamento (Pressione critica di collasso)**.

La **deformazione lineare** della tubazione D_{dv} è data dall'espressione:

$$\Delta d_v = \frac{c_{v,qv} \cdot q_v + c_{v,qh} \cdot q_h + c_{v,qh^*} \cdot q_h^*}{S_R} \cdot 2r_m$$

dove: c_v coefficienti di deformazioni;

q_v carico verticale dato dal carico del terreno, dal carico dell'eventuale carico statico al di sopra del suolo e dal carico dinamico dovuto al traffico;

q_h, q_h^* carichi laterali;

S_R rigidità del tubo;

$2r_m$ diametro medio del tubo.

La **deformazione percentuale** d_v è data dall'espressione:

$$\delta_v = \frac{\Delta d_v}{2 \cdot r_m} 100 \text{ in } \%$$

Lo scopo del calcolo è quello di verificare se la deformazione a lungo termine risulta inferiore al limite indicato dall'ATV pari al 6%.

Il carico verticale q_v è dato dalla seguente formula:

$$q_v = \lambda_{PG} \cdot p_E + p_v = \lambda_{PG} \cdot (\kappa \cdot \chi_B \cdot h + \kappa_0 \cdot p_0) + p_v \text{ in kN/m}^2$$

dove: λ_{PG} fattore di concentrazione attorno al tubo funzione della larghezza della trincea rispetto al tubo (valido per trincea stretta);

κ, κ_0 fattori di riduzione derivati dalla teoria del silo;

c_B peso specifico del terreno attorno al tubo, in kN/m^3 ;

h altezza di copertura, in m;

p_0 carico statico sopra il suolo, in kN/m^2 ;

p_v carico dovuto al traffico, in kN/m^2 .

La pressione laterale q_h è dato dalla seguente formula:

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \chi_B \cdot \frac{d_e}{2} \right) \text{ in kN/m}^2$$

dove: q_h pressione dovuta alla sola presenza del materiale laterale al tubo;

K_2 costante che compensa i diversi approcci nella linearizzazione dei dati sperimentali che tengono conto della rigidità del sistema;

l_B fattore di concentrazione che tiene conto del rapporto tra la larghezza della trincea ed il diametro del tubo;

p_E pressione verticale dovuta ai carichi superficiali;

c_B peso specifico del terreno in kN/m^3 .

La pressione laterale di reazione del letto di posa q_h^* è definita come

$$q_h^* = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad \text{in } \text{kN/m}^2$$

dove:

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{Bh}} \quad \text{con } S_{Bh} = 0,6 \cdot \xi \cdot E2$$

c_{h1}, c_{h2} coefficienti di deformazione dipendenti dall'angolo di supporto;

V_{RB} rigidezza del sistema data dal rapporto tra la rigidezza del tubo e la rigidezza orizzontale del letto di posa;

x fattore di correzione della rigidezza orizzontale del letto di posa.

Oltre alla verifica alla deformazione, in alcuni casi è necessario **verificare la resistenza all'imbozzamento o pressione di collasso** del tubo; in particolare ciò è necessario nei casi in cui il tubo non è vincolato, come ad esempio nelle installazioni esterne in cui la testa del tubo è libera oppure quando durante la fase iniziale di ricopertura del tubo si utilizza agglomerato cementizio.

Il fattore di sicurezza ai fini dell'analisi sulla stabilità della tubazione è dato dal rapporto tra la pressione critica d'imbozzamento ed il carico verticale:

$$\chi = \frac{\text{crit } q_v}{q_v}$$

ove:

$$\text{crit } q_v = 2 \cdot \kappa_{v2} \cdot \sqrt{S_R \cdot S_{Bh}}$$

La verifica di instabilità risulta molto più importante laddove è presente una pressione esterna dovuta al battente idrostatico dell'acqua di falda. In questo caso il fattore di sicurezza è dato dalla seguente espressione:

$$\chi = \frac{\text{crit } p_e}{p_e}$$

ove: $\text{crit } p_e = \kappa_e \cdot \alpha_D \cdot S_R$

ove α_D è il coefficiente di penetrazione, funzione dei valori V_{RB} e r_m/s come indicato nella figura 5.4.

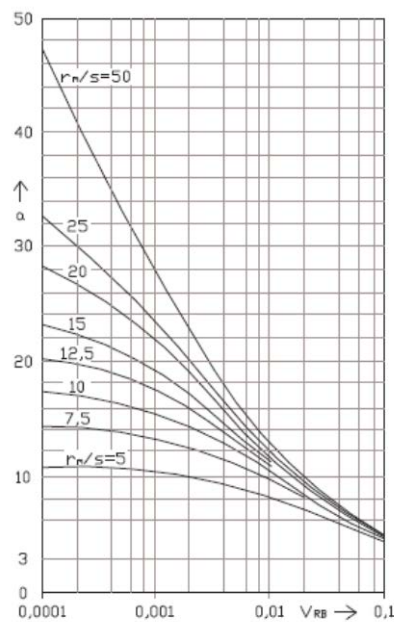


Figura 5.4: Coefficiente di penetrazione

La pressione dell'acqua esterna è la pressione idrostatica riferita all'asse del tubo

$$p_e = \chi_w \cdot h_w$$

L'azione simultanea del carico verticale e della pressione esterna dell'acqua porta alla definizione del coefficiente di sicurezza in funzione dell'imbozzamento, dato dalla seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\frac{q_v}{\text{crit } q_v} + \frac{p_e}{\text{crit } p_e}}$$

Il coefficiente nel caso di tubazioni in polietilene ad alta densità deve essere superiore a 2,5.

Si ritiene che tali verifiche soddisfino tutte le richieste della normativa vigente.

Si riportano, in allegato, le verifiche eseguite con apposito programma di calcolo Ecocalc e con ricoprimento minimo di 150 cm:

1. verifica del tubo di protezione della rete fognaria in pressione: a favore di sicurezza è stato effettuato il calcolo per le condotte non in pressione non tenendo conto quindi della pressione che agisce dall' interno del tubo: questo anche per tenere in conto di eventuali periodi in cui la tubazione non sia mantenuta temporaneamente in pressione.



INDUSTRIE POLIECO-M.P.B. S.R.L.
 Via E. Mattei, 49 - 25046 CAZZAGO S. MARTINO (BS) ITALY
 Tel. +39 030 7758911 - Fax +39 030 7750638
 Part. I.V.A. IT 00584520985 - Reg. Impr. BS e C.F. 00873510176
 R.E.A. BS 215960 - Mecc. BS 001633 - Cap. Soc. € 10.000.000 i.v.
Merce in partenza da unità locale di: CONZA DELLA CAMPANIA (AV)
 C/da Pescara, 39 B (Zona Industriale) - Tel. +39 0827 36972 - Fax +39 0827 36992
info@polieco.com - www.polieco.com

02/08/2016

IPB ingegneria S.r.l.

Corso XXIII Marzo n° 229

28100 Novara

ATV**Dati di ingresso**

Diametro esterno del tubo	200,000 (mm)
Diametro interno	176,000 (mm)
Momento di inerzia di parete	0,098 (cm ⁴ /cm)
Altezza di ricopertura del tubo su estradosso	1,500 (m)
Larghezza di trincea su generatrice superiore	0,600 (m)
Angolo di appoggio a fondo scavo	180,000 (°)
Tipo di automezzo	HGV60
Modulo di elasticità	200,000 (N/mm ²)
Carico uniformemente distribuito sopra il tubo	4,000 (kN/m ²)
Gruppo terreno di fondamenta (E4)	G4
Gruppo terreno di fondamenta (E3)	G4
Gruppo terreno di riemp. sopra il tubo (E2)	G1
Gruppo terreno di riempimento (E1)	G1
Condizione del terreno di fondamenta	B1
Condizione del terreno di riempimento	A1
Rigidezza	a lungo termine
Carichi esterni	Terreno + Traffico
Acqua di falda	NO

Dati di uscita

Carico verticale	52,240 (kN/m ²)
Pressione laterale	58,780 (kN/m ²)
Deformazione lineare	3,310 (mm)
Deform. % rispetto a diametro originale	1,760 (%)
Pressione di imbozzamento critica del terreno	0,520 (N/m ²)
Fattore di sicurezza contro imbozzamento (terreno)	10,040



Pag. 1 di 2



INDUSTRIE POLIECO-M.P.B. S.R.L.
 Via E. Mattei, 49 - 25046 CAZZAGO S. MARTINO (BS) ITALY
 Tel. +39 030 7758911 - Fax +39 030 7750638
 Part. I.V.A. IT 00584520985 - Reg. Impr. BS e C. F. 00873510176
 R.E.A. BS 215960 - Mecc. BS 001633 - Cap. Soc. € 10.000.000 i.v.
Merco in partenza da unità locale di: CONZA DELLA CAMPANIA (AV)
 C/da Pescara, 39 B (Zona Industriale) - Tel. +39 0827 36972 - Fax +39 0827 36992
info@polieco.com - www.polieco.com

02/08/2016

 IPB ingegneria S.r.l.

Corso XXIII Marzo n° 229

28100 Novara

Pressione idrostatica dell'acqua	0,000 (N/m ²)
Pressione di imbozzamento critica dell'acqua	0,000 (N/m ²)
Fattore di sicurezza contro imbozzamento (acqua)	0,000
Fattore di sicurezza contro imbozzamento > 2.5	0,000



Pag. 2 di 2

c) – GESTIONE DELLE INTERFERENZE

1 – Interferenze lungo il tracciato

1.1 - Parallelismi e attraversamenti di tubazioni convoglianti gas naturale

Per quanto concerne i parallelismi e gli attraversamenti di tubazioni convoglianti gas naturale ci si deve attenere a quanto prescritto dal Decreto Ministero dell'Interno 17 aprile 2008: " Regola tecnica per la progettazione, costruzione, collaudo, esercizio e sorveglianza delle opere e degli impianti di trasporto di gas naturale con densità non superiore a 0,8" che al punto 2.7 dell'allegato A prescrive che *".... nei casi di parallelismi e di attraversamenti con altre tubazioni in pressione (acquedotti, gasdotti, oleodotti e simili) dovrà essere assicurata una distanza minima tra le superfici affacciate non inferiore a 0,50 m. E' ammessa una distanza inferiore purché si mettano in atto soluzioni che impediscano il contatto metallico tra le condotte e che non interferiscano con le operazioni di manutenzione. Tale ultima soluzione dovrà essere adottata anche nei casi di parallelismi e di attraversamenti con impianti di irrigazione."*

Nel tracciato in progetto sono interessati due condotti del gas metano, il cui tracciato è indicato nell'elaborato grafico M02a. Il primo condotto che s'incontra provenendo da Cameriano ha diametro 6", mentre quello successivo, ovvero il metanodotto di importazione Nord Europeo che attraversa la S.R. 11 in corrispondenza dell'area industriale ex Clin , ha diametro pari a 48". La quota della testa del tubo è stata misurata (rilievo SNAM del 28/06/2016) per entrambi a 3,50 m di profondità dalla quota terreno mentre la tubazione in pressione della fognatura in progetto sarà posta a una quota di fondo tubo di - 1.70 rispetto alla quota terreno. Ne consegue quindi che la distanza minima imposta dalla normativa è sempre ampiamente rispettata.

1.2 - Parallelismi e attraversamenti con strade

La nuova condotta in pressione della fognatura sarà posata in parte al di sotto il sedime di strade vicinali , parte sottoterreno agricolo ma la maggior parte al di sotto della la SR11. Gli attraversamenti di strade o manufatti saranno sotterranei e previsti con la tecnica del microtunneling , sia in spingi tubo che con sonda guida, ed avverranno :

- attraversamento SR11 in corrispondenza della stazione di pompaggio SP02 area Igor.
- attraversamento cavo Fontana Pagliate tombinato in manufatto scatolare in ca
- attraversamento degli svincoli della tangenziale est al punto di innesto sulla rotonda con la Strda SR11
- attraversamento svincolo SR11 con la strada per Lumellogno in Via Pier Lombardo.

In tutto il resto della statale si procederà con lo scavo, la posa della tubazione, la calottatura della stessa e il ripristino della fondazione stradale oltre che il ripristino del tappetino bituminoso sull' intera corsia interessata dalla posa del tubo.

Per la realizzazione delle aree in fregio alla SR11 dove saranno costruiti i pozzetti di spurgo e le relative aree di sosta e manovra, saranno realizzate idonee opere in c.a. di contenimento della scarpata.

1.3 - Parallelismi e attraversamenti con linee elettriche

Lungo il tracciato della nuova condotta di fognatura in pressione le linee interrato presenti sono quella della bassa tensione, lungo la SR11, e quella della media tensione nel centro abitato di Cameriano e all'ingresso del comune di Novara in corrispondenza della rotatoria di innesto della tangenziale est con la S.R.11

La tubazione in pressione attraverserà il cavo della media tensione nei due punti citati; l'attraversamento avverrà al di sotto della linea elettrica e alla presenza di personale Enel. La tubazione costeggerà lungo tutto il tracciato invece il cavo della bassa tensione non attraversandolo ad eccezioni dei tratti in microtunneling. Le linee dell'alta tensione sono tutte aeree e trattate nell'elaborato R08 .

1.4 - Parallelismi e attraversamenti con Telecom

La linea Telecom è parallela alla S.R11 e si trova al di sotto del sedime stradale al di fuori quindi dell'area di intervento a meno degli attraversamenti in microtunneling.

1.5 - Parallelismi e attraversamenti con corsi d'acqua

Nel corso del tracciato la tubazione in pressione attraverserà alcuni corsi d'acqua; tali attraversamenti saranno di tre tipologie:

- fuori terra, ancorati ai manufatti esistenti
- posizionati sul fondo del canale esistente

Nella prima tipologia rientrano gli attraversamenti della Biraga.

Nella terza categoria rientra la tubazione della fognatura a gravità che sarà posata sul fondo della roggia Peltrenga in località Case Sparse.

Il dettaglio di ciascun manufatto di attraversamento è indicato nella tavola grafica allegata (M04).

1.6 - Parallelismi e attraversamenti con acquedotto

Nel corso del tracciato la tubazione incontrerà solo lungo la via che conduce alla cascina Parpaglione in Cameriano, tre tubazioni di approvvigionamento idrico alle cascate limitrofe. Durante l' esecuzione della posa del tubo verrà prestata particolare attenzione ad evitare interferenze e a garantire il passaggio a una quota diversa rispetto ai tubi esistenti.

