



CONVENZIONE SOGESID S.p.A. - MATTM del 12/09/2011
 Accordo di Programma Strategico per le Compensazioni Ambientali nella Regione Campania
 del 18 luglio 2008 e successivo atto modificativo dell' 8 aprile 2009

Comune di Napoli

Lavori di completamento del collettamento delle acque
 piovane e delle fognature di Camaldoli - Chiaiano

PROGETTO ESECUTIVO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: ing. Giovanni Pizzo

IL DIRETTORE DEI LAVORI: ing. Vincenzo Riccardi

PROGETTAZIONE:



IMPRESA ESECUTRICE - ATI:



GENERALI - ECONOMICI - SPECIALISTICI

ELAB. N°:

RSS.03

TITOLO:

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

SCALA°:

.

FILE:

RST.doc

NAPOLI	ELABORATO	VISTO	APPROVATO
DATA	Luglio 2018	Agosto 2018	Settembre 2018
SIGLA			
MODIFICHE	1	REV.1 - Febbraio 2019 - Riscontro Verifica Preliminare	
	2		
	3		

FORMATO:

A4

ARCHIVIO:

08/18-489

INDICE

1. GLI INTERVENTI DI PROGETTO	2
2. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE PORTATE.....	7
2.1 CALCOLO DELLE PORTATE NERE.....	7
2.2 CALCOLO DELLE PORTATE BIANCHE	9
3. STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELL'ATTRAVERSAMENTO ALVEO CAMALDOLI	19
4. IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO	22
4.1 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO DI VIA ROTONDELLA.....	22
4.2 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO TRAVERSA VIA ORSOLONE AI GUANTAI.....	23
4.3 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO TRAVERSA VIA ANTONIO CINQUE	24
4.4 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO SANTA CROCE AD ORSOLONE.....	25
5. DERIVATORI.....	27
5.1 DERIVATORE SFP1.....	27
5.2 DERIVATORE SFP2.....	27
5.3 DERIVATORE SFP3.....	30

1. GLI INTERVENTI DI PROGETTO

Il territorio di Chiaiano risulta interessato dalla presenza di un'area urbanizzata localizzata alle pendici settentrionali della collina dei Camaldoli. Tale zona è stata oggetto negli ultimi anni di un'espansione incontrollata, non seguita da un efficiente adeguamento della rete fognaria e di drenaggio.

Attualmente nel territorio oggetto di studio è possibile distinguere la presenza di due reti fognarie esistenti e/o in fase di realizzazione:

- rete prevista dal Progetto del sistema di fognatura dell'area di competenza del Comune di Napoli afferente la Collina dei Camaldoli – 1° Stralcio (SOGESID S.P.A) - Commissariato Emergenza Sottosuolo Comune di Napoli;
- rete prevista dal Progetto del sistema di fognatura dell'area di competenza del Comune di Napoli afferente la Collina dei Camaldoli – 2° Stralcio (SOGESID S.P.A) - Commissariato Emergenza Sottosuolo Comune di Napoli.

Il presente intervento prevede l'estensione della rete fognaria di cui ai sopraelencati progetti, la sistemazione e la riqualificazione dell'alveo Santa Croce ed il risanamento strutturale dell'esistente collettore sottopassante il Policlinico.

In particolare, gli interventi di progetto riguardano:

- **Via Rotondella:** completamento della fognatura nera con tubazione in PEAD corrugato De315 e realizzazione del relativo impianto di sollevamento per recapitare i reflui nella fognatura esistente di via Rotondella in quanto l'orografia locale non ha consentito l'imbocco a gravità delle fognature di progetto nell'esistente recapito. L'intervento è costituito da tre rami: ramo 1 (tratto A1-A2) e ramo 3 (tratto 1-A1*) a gravità e ramo 2 (tratto A2*-A3) con tubazione premente.
- **Via Reggente:** Per la particolare configurazione stradale del tipo a "gobba di cammello" presente lungo la tratta stradale di via Reggente è stato necessario realizzare due distinti rami aventi direzione opposta. Nel ramo 1 (tratto B1-B2) è prevista una fognatura mista con tubazione in PEAD corrugato De400 ed un sistema di raccolta superficiale delle acque meteoriche con recapito finale nella fognatura esistente di via Reggente. Il ramo 1 (tratto B1-B2) ha inizio al piede del tratto di strada in discesa mediante l'apposizione di una griglia a tutta larghezza atta alla raccolta delle sole acque meteoriche, di fatti in tale tratto non sono presenti abitazioni e non si necessita della raccolta delle acque nere. Lungo il ramo 1, inoltre, per garantire il deflusso a gravità della fognatura di progetto e per l'eliminare l'esistente "corda molla" lungo la carreggiata, oggetto peraltro di allagamenti e ristagni d'acqua, è prevista la riconfigurazione plano-altimetrica della sede stradale. Tale riconfigurazione ha richiesto di contro l'adeguamento e la sistemazione di alcuni accessi pedonali e carrabili privati ivi presenti e l'inserimento di alcuni muri in c.a. lungo i confini a contenimento del riempimento di progetto.
Nel ramo 2 (tratto B3-B4) è prevista una fognatura nera con tubazione in PEAD corrugato De315 mm con recapito nella fognatura esistente di via Comunale Guantai ad Orsolone.
- **Traversa Via Piscinelle ai Guantai:** completamento della rete di drenaggio superficiale delle acque meteoriche e della fognatura mista (tratto C1-C2) con tubazione in PEAD corrugato Di335 mm (DN400 mm) con recapito nella fognatura esistente di via Vicinale Piscinelle ai Guantai.
- **Traversa Villa Camaldoli:** completamento della fognatura nera con tubazione in PEAD corrugato De315 con recapito nella fognatura esistente di via Nuova Palmentiello.
- **Traversa Via Camillo Guerra:** completamento della fognatura mista e della rete di drenaggio delle acque meteoriche mediante la posa di un collettore misto di diametro crescente: 1° tratto (E1-E1*) -DI 600, 2° tratto (E1*-E1**) - DI 800, 3° tratto (E1**-E2)-

DI1000 con recapito nella fognatura esistente su via Rotondella. La tubazione DI1000 prevista nell'ultimo tratto, la cui posa comporta la demolizione del canale esistente e la demolizione e la ricostruzione del muro di contenimento interferente con le opere a farsi, riceverà le acque meteoriche provenienti da alcuni canali esistenti.

- **Traversa via Orsolone ai Guantai:** completamento della fognatura nera con tubazione in PEAD corrugato De315 e realizzazione di due impianti di sollevamento (nel progetto definitivo era previsto un unico impianto di sollevamento). Tali impianti riceveranno rispettivamente le acque provenienti dai ramo 1 (tratto F1-F2) e 3 (tratto F4-F2) e dal ramo 4 (tratto F5-F6) per poi rilanciarle attraverso le condotte di mandata in polietilene Pe100 Dn.90 del ramo 2 (tratto F2*-F3) e del ramo 5 (tratto F6*-F7) nella fognatura esistente su via Orsolone ai Guantai. L'orografia locale, infatti, non ha consentito l'imbocco a gravità delle fognature di progetto nell'esistente recapito.

E' stato, inoltre, inserito un ulteriore ramo (ramo 6 – tratto F8-F5*) non previsto nel progetto definitivo (tratta integrativa) per il recapito nel ramo 4 delle acque nere di una traversa laterale del viale ubicato al civ.104.

La progettazione del ramo 4 è stata effettuata di modo da garantire l'allaccio a gravità sia dell'esistente tratto fognario presente lungo una traversa laterale sia della nuova tratta integrativa di progetto (ramo 6).

- **Via Lardighello:** completamento della fognatura mista e della rete di drenaggio superficiale delle acque meteoriche mediante posa di un collettore misto in PEAD corrugato di diametro DI 600 (tratto G1-G2) con recapito nella fognatura esistente di via Nuova Palmentiello.
- **Traversa via Antonio Cinque:** completamento della fognatura nera con tubazione in PEAD corrugato De 315 (tratto H1-H2) e realizzazione di un impianto di sollevamento con relativa condotta di mandata in Pe100 Dn.110 (tratto H2*-H3) in quanto l'orografia locale non consente l'imbocco a gravità nella esistente fognatura di via Nuova Palmentiello.

A riguardo si evidenzia che, a causa della presenza di un dosso lungo il profilo, in assenza di impianto di sollevamento, si sarebbero avuti scavi talmente profondi da comportare due grosse problematiche ovvero l'instabilità delle aree circostanti ed il non raggiungimento della quota di scarico del recapito finale.

- **Via Camillo Guerra:** L'area di via Camillo Guerra prospiciente l'incrocio con Via Marano-Pianura risulta allo stato oggetto di allagamenti per l'assenza di un sistema di drenaggio delle acque meteoriche. Pertanto è prevista la realizzazione di tale rete mediante la posa lungo la strada di quattro griglie posizionate trasversalmente alla sede stradale. Le acque meteoriche, ivi raccolte, sono recapitate attraverso delle tubazioni in PEAD corrugato DE 315 nell'esistente collettore scatolare presente al di sotto del marciapiede di progetto. Per

consentire un più agevole ispezione e manutenzione è prevista, infine, la realizzazione sul collettore esistente di due ulteriori pozzetti di accesso.

- **Via Tirone:** realizzazione della fognatura nera con tubazione in PEAD corrugato De315 che si diparte da Via Tirone e si immette, attraversando Via Vicinale Grieco, nella fognatura esistente in via Santa Maria a Cubito (ramo 1 – tratto I1-I2 e ramo 3- tratto I2-I4). E' previsto, sempre con tubazione in PEAD corrugato De315 un ulteriore ramo (ramo 2 – tratto I3-I2) che si collega ai rami 1 e 3 in corrispondenza di Via Vicinale Grieco.

Sono stati, inoltre, inseriti due ulteriori rami (ramo 4 e 5) non previsti nel progetto definitivo (tratti integrativi). Il ramo 4 (tratto I1*-I1) parte da un piccolo nucleo abitativo e si collega al ramo 1 lungo via Tirone. Il ramo 5 (tratto I5*-I6*), invece, parte ortogonalmente al ramo 2 e si sviluppa lungo vico tirone ex 9 fino ad immettersi su via Vicinale Grieco nel ramo 3.

L'intervento prevede inoltre la realizzazione di un ponte tubo sul tratto lungo Via Vicinale Grieco per l'attraversamento dell'Alveo dei Camaldoli con una tubazione in Pead De315 inserita in un controtubo in acciaio inox Aisi 304.

- **Via Comunale S. Croce ad Orsolone:** completamento della fognatura mista e della rete di drenaggio delle acque meteoriche lungo via Comunale Santa Croce per il recapito dei reflui nella fognatura esistente presente alla confluenza tra via Comunale Margherita e via Gaetano Salvatore e realizzazione degli interventi fognari per la risoluzione delle problematiche igienico-sanitarie nell'area urbana dell'alveo Santa Croce.

In prossimità di Via S. Croce ad Orsolone, infatti, la presenza di scarichi fognari neri all'interno della fognatura bianca esistente ha causato l'inquinamento dei corpi ricettori.

Le opere in progetto previste per il sistema fognario si pongono come obiettivo la separazione delle acque bianche da quelle nere, al fine di riportare i collettori esistenti al loro stato originario (convogliamento delle sole portate bianche) ed eliminando in tal modo la contaminazione dei corpi ricettori da parte delle portate nere.

Pertanto è prevista, a monte dello scarico nel corpo ricettore, la realizzazione di manufatti di derivazione che separano le portate nere da quelle bianche.

Lungo Via Comunale Santa Croce ad Orsolone saranno posate una condotta mista DI 500 - tratto A (tratto L1-L1*) ed una DI 800 - tratto B (tratto L1*-L2), atte a raccogliere tutte le acque nere e bianche provenienti dal bacino insidente.

Prima dell'incrocio di Via Comunale Santa Croce ad Orsolone con via Chiesa Santa Croce è prevista la realizzazione di un derivatore che convoglierà le portate bianche nello scatolare esistente 70x120 e quelle nere nel tratto 3 (tratto L2-L3) di progetto realizzato con una tubazione in PE100 EVOLUTION DN500 PN16 per il recapito dei reflui nella fognatura esistente presente alla confluenza tra via Comunale Margherita e via Gaetano Salvatore. La

posa della condotta per quest'ultima tratta, al fine di minimizzare le interferenze con i sottoservizi esistenti e con il transito veicolare e pedonale ivi presente, è prevista con tecnologia "No Dig".

Il bacino posto sulla destra di via Comunale Santa Croce ad Orsolone trovandosi ad una quota più bassa, non può scaricare nella condotta di progetto (A-B) e pertanto sarà dotato di un sistema fognario autonomo. Nei pressi del deposito di bibite sarà realizzato un derivatore che scaricherà le portate bianche in una condotta in PEAD DI 500 (tratto L5-L6) e le portate nere in un impianto di sollevamento attraverso una condotta in PEAD De 315 - tratto 1 (tratto L5-L7). Da qui saranno rilanciate, con una condotta premente PE100 DN 180 - tratto 2 (tratto L7-L9), nella fognatura di progetto prevista su Via Comunale Santa Croce ad Orsolone.

E' previsto, inoltre, un ulteriore derivatore sul tratto scatolare 70 x 120, che scaricherà le acque nere verso la stazione di sollevamento e le acque bianche in una condotta DN 1200 (tratto L10-L11).

E' stato, infine, inserito un ulteriore tratto non previsto nel progetto definitivo (tratto integrativo) che collega il pozzetto esistente su via "proprietà Papallo" con il tratto di fognatura di progetto De 315 nei pressi del deposito di bibite (tratto L13-L14).

2. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE PORTATE

La progettazione esecutiva è stata effettuata sulla scorta dei seguenti criteri:

- garantire il convogliamento delle portate di progetto bianche e nere calcolate in sede di progettazione definitiva;
- mantenere, ove possibile, le livellette di progetto parallele al terreno, in modo da minimizzare gli scavi;
- verificare il rispetto delle massime velocità in accordo alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 11633 del 07/01/1974 “istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto”, la quale prevede che, per le portate pluviali, *la velocità massima non dovrà di norma superare i 5 m/s*;
- nel caso di specchi non praticabili, in accordo alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 11633 del 07/01/1974, i pozzetti per l’ispezione dello speco saranno disposti in corrispondenza di curve, immissioni e comunque, compresi i tratti rettilinei, a distanza non superiore a 25 m;
- garantire adeguati franchi di sicurezza, con riferimento alle condizioni di moto uniforme e di stato critico, queste ultime in particolare nel caso di correnti veloci. Per le condizioni di moto uniforme si garantirà un grado di riempimento intorno al 50% per gli specchi di minore dimensione e al 70% per gli specchi di diametro maggiore. Si avrà comunque cura di assicurare un franco di sicurezza intorno a 15-20 cm. Per lo stato critico si verificherà che il grado di riempimento non sia superiore a 75-80%.

2.1 CALCOLO DELLE PORTATE NERE

L’apporto idrico della fognatura urbana è di $0,0040 \text{ l/s} \cdot \text{ab}$, cui corrisponde un fabbisogno pro-capite di 350 l/giorno. Considerando una densità abitativa $d_{\text{ab}} = 280 \text{ ab/ha}$ per i bacini presi in considerazione, risulta ovvio il calcolo delle portate nere. Le portate di punta sono state calcolate a partire dalle portate medie considerando un coefficiente di punta pari a 3.

I dettagli delle calcolazioni, con i valori dei tiranti idrici e delle velocità in condotta sono riportati, con riferimento alle portate nere medie e di punta, nelle tabelle seguenti. Le verifiche sono state condotte con riferimento alle sole condizioni di moto uniforme, in considerazione dei tiranti modesti che, in tutti i tratti, si vengono a determinare.

Picchetti	Tratto	N° Ab. (-)	Q (l/s)	DN (mm)	DI (mm)	Pendenza massima				Pendenza minima			
						imax (%)	h (m)	V (m/s)	hr (-)	imin (%)	h (m)	V (m/s)	hr (-)
G1-G2	Lardighello	836	3.3	600	600	6.0	0.02	1.11	0.03	6.0	0.02	1.11	0.03
H1-H2	A. Cinque	542	2.2	315	263	12.8	0.02	1.44	0.6	2.9	0.03	0.86	0.10
B1-B2	Reggente 1	84	0.3	400	335	0.6	0.01	0.26	0.04	0.6	0.01	0.26	0.04
B3-B4	Reggente 2	87	0.3	315	263	17.3	0.01	0.87	0.02	2.9	0.01	0.47	0.04
A1-A1*	Rotondella 1.1	110	0.4	315	263	13.5	0.01	0.87	0.03	9.5	0.01	0.77	0.03
A1*-A2	Rotondella 1.2	770	2.6	315	263	4.5	0.02	1.05	0.09	3.6	0.03	0.97	0.10
1 - A1*	Rotondella 3												
C1-C2	Piscinelle	151	0.6	400	335	4.2	0.01	0.63	0.04	1.9	0.01	0.48	0.04
L5-L7	S. Croce 1	-	5.0	315	263	1.0	0.05	0.75	0.18	1.0	0.05	0.75	0.18
L2-L3	S. Croce 3	-	14.0	500	409.2	4.4	0.05	1.63	0.12	4.4	0.05	1.63	0.12
E1-E1*	Tr. Guerra 1	1102	4.4	600	600	5.0	0.02	1.13	0.04	4.1	0.03	1.06	0.04
E1*-E1**	Tr. Guerra 2	2204	8.8	800	800	4.1	0.03	1.25	0.04	3.1	0.04	1.14	0.04
E1**-E2	Tr. Guerra 3	3305	13.2	1000	1000	4.0	0.04	1.36	0.04	1.4	0.05	0.95	0.05
I1-I2	Tirone 1	630	2.5	315	263	9.3	0.02	1.34	0.08	0.7	0.04	0.54	0.14
I3-I2	Tirone 2	315	1.3	315	263	2.3	0.02	0.67	0.08	2.2	0.02	0.66	0.08
I2-I4	Tirone 3	1050	8.0	315	263	18.7	0.03	2.42	0.11	1.1	0.06	0.89	0.22
I1*-I1	Tirone 4	630	2.5	315	263	17.0	0.02	1.65	0.06	1.0	0.03	0.61	0.13
I5*-I6	Tirone 5	315	1.3	315	263	1.0	0.02	0.50	0.10	0.6	0.03	0.42	0.11

Tab. 2.I. Verifiche in condizioni di moto uniforme (portata media).

Picchetti	Tratto	N° Ab. (-)	Q (l/s)	DN (mm)	DI (mm)	Pendenza massima				Pendenza minima			
						imax (%)	h (m)	V (m/s)	hr (-)	imin (%)	h (m)	V (m/s)	hr (-)
G1-G2	Lardighello	836	10.0	800	669	6.0	0.03	1.55	0.05	6.0	0.03	1.55	0.05
H1-H2	A. Cinque	542	6.5	315	263	12.8	0.03	1.99	0.11	2.9	0.04	1.18	0.16
B1-B2	Reggente 1	84	1.0	400	335	0.6	0.02	0.38	0.07	0.6	0.02	0.38	0.07
B3-B4	Reggente 2	87	1.0	315	263	17.3	0.01	1.25	0.04	2.9	0.02	0.67	0.06
A1-A1*	Rotondella 1.1	110	1.3	315	263	13.5	0.01	1.25	0.05	9.5	0.02	1.10	0.06
A1*-A2	Rotondella 1.2	770	7.9	315	263	4.5	0.04	1.46	0.16	3.6	0.04	1.35	0.16
1 - A1*	Rotondella 3												
C1-C2	Piscinelle	151	1.8	400	335	4.2	0.02	0.089	0.06	1.9	0.02	0.67	0.07
L5-L7	S. Croce 1	-	15.0	315	263	1.0	0.08	1.04	0.31	1.0	0.08	1.04	0.31
L2-L3	S. Croce 3	-	70.0	500	409.2	4.4	0.11	2.62	0.26	4.4	0.11	2.62	0.26
E1-E1*	Tr. Guerra 1	1102	13.2	600	600	5.0	0.04	1.58	0.07	4.1	0.04	1.48	0.07
E1*-E1**	Tr. Guerra 2	2204	26.4	800	800	4.1	0.06	1.75	0.09	3.1	0.06	1.59	0.10
E1**-E2	Tr. Guerra 3	3305	39.7	1000	1000	4.0	0.06	1.90	0.06	1.4	0.08	1.32	0.08
F1-F2	Orsolone 1	382	5.0	315	263	11.9	0.03	1.45		5.7			
F4-F2	Orsolone 3	138	2.0	315	263	8.7	0.02	0.88		1.9			
F5-F6	Orsolone 4	298	4.0	315	263	4.6	0.04			1.8			
I1-I2	Tirone 1	630	7.6	315	263	9.3	0.03	1.87	0.13	0.7	0.06	0.75	0.24
I3-I2	Tirone 2	315	3.8	315	263	2.3	0.03	0.93	0.13	2.2	0.03	0.91	0.13
I2-I4	Tirone 3	1050	23.9	315	263	18.7	0.05	3.35	0.19	1.1	0.10	1.22	0.38
I1*-I1	Tirone 4	630	7.6	315	263	17.0	0.03	2.31	0.11	1.0	0.06	0.85	0.22
I5*-I6	Tirone 5	315	3.8	315	263	1.0	0.04	0.69	0.16	0.6	0.047	0.58	0.18

Tab. 2.II. Verifiche in condizioni di moto uniforme (portata di punta).

2.2 CALCOLO DELLE PORTATE BIANCHE

Analisi idrologica

Con riferimento alle norme di attuazione del Piano per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino nord-Occidentale della Campania, che indicano specificamente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle opere ricadenti nelle aree perimetrate dalla stessa Autorità, si è sviluppata l'analisi idrologica in conformità a quella prevista nello stesso PAI.

Essa consiste nella valutazione delle portate al colmo di piena Q_T che possono defluire, nelle sezioni del reticolo idrografico in esame, in seguito ad eventi meteorici caratterizzati da un determinato periodo di ritorno T . E' possibile stimare il valore di Q_T attraverso la relazione:

$$Q_T = \mu_Q K_T$$

dove:

μ_Q è un parametro centrale della distribuzione di probabilità della variabile idrologica Q_T (ad esempio: la media, la mediana, il valore modale, ecc.);

K_T è un coefficiente amplificativo, denominato coefficiente di crescita col periodo di ritorno T , espresso dalla relazione:

$$K_T = K_T(T)$$

che dipende, per una data regione omogenea rispetto alle portate al colmo di piena, solo dal particolare modello probabilistico adottato e dallo specifico parametro μ_Q preso a riferimento.

Per il calcolo di K_T si fa riferimento alla metodologia utilizzata su scala nazionale dal progetto VA.PI. del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI), in cui è stato adottato un modello probabilistico a doppia componente (T.C.E.V.) che interpreta gli eventi massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte di eventi (eventi massimi ordinari ed eventi massimi straordinari).

Con specifico riferimento al parametro μ_Q viene descritta la metodologia utilizzata per la valutazione del parametro centrale della distribuzione di probabilità ricavata a partire da dati pluviometrici e fisiografici caratteristici dei bacini presi in esame. Non avendo dati misurati di portata, vengono utilizzati dati di altezze di pioggia h_t misurati in funzione del tempo. Si provvede poi alla descrizione delle tecniche di valutazione dei diversi componenti del modello di trasformazione afflussi/deflussi di progetto, cioè è stato scelto un metodo capace di trasformare gli afflussi h_t negli afflussi μ_Q , in modo da determinare i massimi valori di Q_T .

Modello probabilistico a doppia componente t.c.e.v.

Recentemente è stato sviluppato un modello che si basa sull'ipotesi di doppia componente dei valori estremi T.C.E.V. (Two Components Extreme Value) che è stato testato su quasi tutto il territorio nazionale e per il quale sono stati anche indicati i valori dei parametri della distribuzione.

L'adozione della distribuzione T.C.E.V. è fondata sull'ipotesi che agiscano due meccanismi differenti che generano eventi pluviometrici tra loro indipendenti:

- i primi, definiti appartenenti alla componente ordinaria o di base, risultano più frequenti, ma con valori delle altezze di pioggia mediamente meno elevati;
- i secondi, appartenenti alla componente straordinaria, risultano meno frequenti, ma con valori delle altezze di pioggia mediamente più elevati.

Senza entrare nel merito degli sviluppi procedurali che conducono alla distribuzione di probabilità del modello T.C.E.V., si riportano nel seguito gli aspetti applicativi da seguire per determinare la legge di crescita.

Indicati con:

$k_t = h_t / \mu_t$ la variabile standardizzata, definita come rapporto tra il massimo annuale dell'altezza di pioggia h_t , di durata t , e il suo valore medio μ_t ;

T il periodo di ritorno espresso in anni;

K_T il valore assunto dalla variabile standardizzata k_t per l'assegnato periodo di ritorno T , indicato come fattore di crescita;

la funzione di distribuzione di probabilità cumulata $F\{K_T\}$ del modello T.C.E.V. risulta:

$$T = \frac{1}{1 - F\{K_T\}} = \frac{1}{1 - \exp\left(-\Lambda_1 \cdot e^{-\eta K_T} - \Lambda_* \cdot \Lambda_1^{1/\vartheta^*} - e^{-\eta K_T/\vartheta^*}\right)}$$

in cui Λ_1 , η , $\Lambda_* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\vartheta^*}}$ e $\vartheta^* = \vartheta_2/\vartheta_1$ sono i parametri della distribuzione aventi il seguente significato fisico:

Λ_1 e Λ_2 rappresentano il numero medio annuo di eventi pluviometrici indipendenti appartenenti, rispettivamente, alla componente base ed alla componente straordinaria;

ϑ_1 e ϑ_2 rappresentano il valore medio dell'altezza di pioggia di durata t , rispettivamente, per la componente base e per la componente straordinaria;

η dipende dai parametri precedentemente indicati.

In tale ottica, i parametri $\Lambda_* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\vartheta^*}}$ e $\vartheta^* = \vartheta_2/\vartheta_1$ sono parametri adimensionali dipendenti solo dai coefficienti di asimmetria e, pertanto, stimabili solo sulla base di indagini regionali ad amplissima scala (*Analisi Regionale di I° livello*).

Per la valutazione dei parametri Λ_* e ϑ^* , il metodo di regionalizzazione proposto dal programma

VAPI¹ (Valutazione delle Piene in Campania), considera tre livelli individuando:

- Ñ al primo livello, regioni omogenee rispetto ai parametri Λ_* e ϑ^* ;
- Ñ al secondo livello, zone omogenee anche rispetto al parametro Λ_1 ;
- Ñ al terzo livello, sottozone omogenee rispetto alla dipendenza della media μ da alcuni fattori locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti, ecc.).

I parametri ottenuti per l'intera Regione Campania sono riportati nella tabella seguente:

	Λ_*	Λ_1	
2.536	0.224	37	4.909

Tab. 2.I. Parametri del modello T.C.E.V. per la Regione Campania

Nella tabella seguente si riportano i corrispondenti valori del fattore di crescita K_T , ottenuti numericamente dall'Eq. 2.1, in funzione del periodo di ritorno T , per i valori dei parametri sopra riportati:

T (anni)	2	5	10	20	30	50	100	200	300	500
K_T	0.87	1.16	1.38	1.64	1.80	2.03	2.36	2.71	2.90	3.17

Tab. 2.II. Valori del coefficiente di crescita K_T con il periodo di ritorno per la Regione Campania.

Nel caso specifico, come già detto, la variabile aleatoria presa in esame è il massimo annuale dell'altezza di pioggia h_t che, messa in funzione anche del suddetto periodo di ritorno T , è esprimibile attraverso la:

$$h_{t,T} = h(t, T)$$

nota come curva di probabilità pluviometrica per assegnato periodo di ritorno T . La stessa assume l'espressione:

$$h_{t,T} = \xi_{h_t} K_T$$

dove:

- Ñ ξ_{h_t} è il parametro centrale della distribuzione di probabilità del massimo annuale della altezza di pioggia in assegnata durata assunto, come detto, pari alla media μ_t .
- Ñ K_T è il coefficiente di crescita col periodo di ritorno T , di cui in precedenza.

Pertanto, noti i valori dei parametri della Tabella 2.I e il fattore di crescita K_T dalla Tabella 2-II, risulta univocamente determinato il valore della massima altezza di pioggia di assegnata durata t e periodo di ritorno T , esprimibile funzionalmente dalla relazione $h_{t,T} = \mu_t K_T$, che dipenderà, quindi, dalla conoscenza del valore medio delle massime altezze di pioggia μ_t . Per quanto riguarda la forma del legame di regressione, si è fatto riferimento alla seguente espressione triparametrica, adottata per la Campania (nell'ambito dello studio: "Valutazione delle piene in Campania", sviluppato a cura del

Consiglio Nazionale delle Ricerche - Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche):

$$\mu_t = \frac{\mu_{I_0} \cdot t}{\left(1 + \frac{t}{t_c}\right)^\beta}$$

in cui t è la durata della pioggia espressa in ore, t_c e μ_{I_0} sono coefficienti positivi espressi, rispettivamente, in ore e mm/ora.

La grandezza geografica che, nell'ambito delle varie sottozone omogenee in cui è stata suddivisa la Campania, ha mostrato di avere maggiore influenza sulle precipitazioni medie e la quota z sul mare (in metri) della stazione di rilevamento. L'esponente β risulta, infatti, variabile con la quota secondo la seguente espressione lineare:

$$\beta = C + D \cdot z$$

Scelta del periodo di ritorno

Tenendo presente che gli orizzonti temporali presi a riferimento nella relazione idrologica del PAI relativamente al valore da assegnare al periodo di ritorno T sono 20 anni, 100 anni e 300 anni, la scelta del periodo di ritorno con il quale effettuare i calcoli relativi al presente progetto, è stata dettata, anche in questo caso, dalle norme di attuazione del PAI. Tenuto conto delle opere da progettare si è scelto come periodo di ritorno $T = 20$ anni, a cui corrisponde un coefficiente di crescita $K_T = 1.64$.

Curva di probabilità pluviometrica per la sottozona omogenea a1

Nell'ambito dello studio precedentemente citato il territorio regionale è stato suddiviso in 6 distinte aree pluviometriche omogenee, di cui 3 per il territorio del bacino in questione (A1 - litoranea, A2 - entroterra, A3 - pedemontana). Per la sottozona omogenea che comprende la zona del Comune di Napoli oggetto del presente progetto, A1, quindi nell'ambito di un'analisi di terzo livello, i parametri delle Eq. 2.2 e 2.3, indicati nella relazione idrologica del PAI, sono riportati nella seguente tabella:

$\frac{\mu_{I_0}}{t_c} [\text{mm/ora}]$	t_c [ora]	C	D
89.447	0.28421	0.758	$1.45 \cdot 10^{-4}$

Tab. 2.III. Valori dei parametri delle Eq. 2.2 e 2.3.

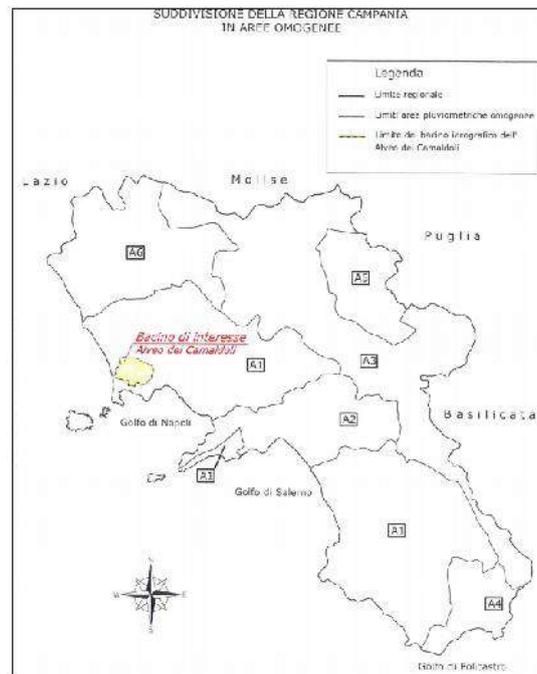


Fig. 1. *Suddivisione della Regione Campania in Aree Omogenee*

Quindi, la relazione Eq. 2-2 assume la seguente formulazione:

$$\tilde{t} = \frac{89,447 \cdot t}{(1 + 3,5185 \cdot t)^{(0,758+0,000145 \cdot Z)}} [mm]$$

Pertanto, la curva di probabilità pluviometrica per la Regione Campania, per assegnate durate e periodi di ritorno T , risulta:

$$h_{(t,T)} = K_T \cdot \frac{89,447 \cdot t}{(1 + 3,5185 \cdot t)^{(0,758+0,000145 \cdot Z)}} [mm]$$

Valutazione del coefficiente di afflusso

L'individuazione della precipitazione di progetto è stata condotta secondo i criteri illustrati nel capitolo precedente in cui si è determinata la curva di probabilità pluviometrica di progetto.

Per la determinazione della pioggia efficace (pioggia netta) per bacini naturali bisogna sottrarre tutte le aliquote (perdite idrologiche) quali intercettazione, evapotraspirazione, ritenzione nelle depressioni superficiali, infiltrazione nei suoli permeabili, ecc...

Nel caso specifico, il modello di pioggia netta più utilizzato è quello del coefficiente di afflusso φ costante e dipendente dalle caratteristiche di permeabilità del suolo della zona di interesse.

Come specificamente riportato nella relazione idrologica del PAI, si è fatto riferimento all'approccio proposto da Rossi & Villani nel 1995 (gruppo "Deflussi Urbani" del Politecnico di Milano), in virtù

del quale la stima del coefficiente di afflusso è fornita dalla relazione:

$$\varphi = I_{imp}\varphi_{imp} + (1 - I_{imp})\varphi_{perm}$$

dove:

I_{imp} è il rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del bacino.

$\varphi_{imp} = 0.6$ è il coefficiente di afflusso delle sole aree impermeabili I_{imp} ;

$\varphi_{perm} = 0.139$ è il coefficiente di afflusso delle sole aree permeabili $1 - I_{imp}$.

Trasformazione afflussi-deflussi

Per la determinazione della massima portata al colmo di piena ovvero la portata critica Q_T che si stabilisce nelle diverse sezioni della rete di drenaggio, una volta determinata la pioggia netta, come descritto nei precedenti paragrafi è necessario stabilire un metodo che trasformi gli afflussi in deflussi, cioè gli afflussi nelle suddette Q_T .

La rappresentazione della formazione dell'onda di piena, nel caso di modelli di progetto, si pone come unico obiettivo quello di valutare le portate al colmo di piena che si possono verificare nelle varie sezioni della rete in conseguenza di un evento meteorico di assegnata durata e prefissato periodo di ritorno.

In particolare, il valore della portata al colmo di piena che maggiormente interessa, sia nei problemi di progetto sia in quelli di verifica, è quello massimo corrispondente ad una particolare durata della pioggia che si definisce durata critica t_c .

Ad esclusione di pochi casi, si presenta spesso l'impossibilità di realizzare un modello di trasformazione degli afflussi in deflussi basato su un insieme di informazioni note. Per tale motivo è necessario utilizzare un metodo concettualmente basato su ipotesi semplificate per poter effettivamente interpretare il complesso fenomeno di formazione delle piene.

L'ipotesi che è alla base di tutti i metodi utilizzabili per realizzare un modello di trasformazione degli afflussi nei deflussi è che il sistema idrologico risulti lineare e invariante nel tempo, cioè l'idrogramma (andamento nel tempo delle portate al colmo di piena) corrispondente al pluviogramma di progetto (andamento nel tempo delle altezze di pioggia o intensità di pioggia) dipendono esclusivamente dalle caratteristiche del bacino. Il PAI, nella scelta del modello di trasformazione afflussi/deflussi, ha tenuto conto dell'estensione e delle caratteristiche morfometriche dei bacini da esaminare e specificamente, per i bacini montani di superficie inferiore a 15 Km^2 per la valutazione delle portate piena, ha ritenuto opportuno fare riferimento al metodo della *corrivazione* ed in particolare alla formula razionale:

$$Q_T = \varphi \cdot i_{t_c, T} \cdot A$$

i cui i fattori hanno il seguente significato:

- Ñ Q_r portata al colmo di piena;
- Ñ φ coefficiente d'afflusso medio del bacino;
- Ñ $i_{t_c, T}$ intensità media di pioggia per una durata pari al tempo di corrivazione;
- Ñ A superficie del bacino.

Nel caso delle fognature urbane, il tempo di corrivazione può essere valutato facendo riferimento al percorso idraulico delle portate verso la sezione di chiusura, per cui il cosiddetto tempo di corrivazione è valutato come somma di due aliquote: una dipendente dal tempo di ruscellamento, t_r , ossia il tempo di accesso alla rete dei canali, per il bacino in esame; l'altra dipendente dal tempo di percorrenza delle singole canalizzazioni della rete ($t_c = t_r + t_p$).

La valutazione del tempo di ruscellamento è l'elemento affetto da maggiori incertezze, in quanto dipendente da numerosi fattori, tra cui quelli di maggiore importanza sono:

- Ñ pendenza media del bacino;
- Ñ grado di impermeabilità dello stesso (che influenza il coefficiente d'afflusso che, a propria volta, ha ripercussioni sul fenomeno del ruscellamento);
- Ñ altezza di pioggia precedente l'evento critico di progetto (influenza sul coefficiente di afflusso);
- Ñ sistema di drenaggi minori presenti nell'area.

Normalmente, per le reti di drenaggio urbano, si considerano tempi compresi nell'intervallo 5-15 minuti: assumendo i valori più piccoli per le aree minori, più attrezzate (esistenza di drenaggi minori, maggiore copertura di superfici impermeabili, ecc.) e maggiormente pendenti, più elevati nei casi opposti.

La valutazione del tempo di percorrenza è di minore complessità, poiché si considera come la somma dei tempi di percorrenza dei singoli canali costituenti la rete, seguendo il percorso di maggiore lunghezza. Si ha, quindi, la seguente relazione: $t_p = \sum L_i / V_i$.

Descrizione del procedimento di calcolo

Le formule classiche per la verifica dei canali fognari sono state elaborate generalmente applicando le leggi della fisica a dei canali singoli (ciò in modo ancora più marcato nel caso del metodo dell'invaso).

Per operare effettivamente nel calcolo di una rete, e non di un singolo canale, bisogna supporre:

- Ñ il funzionamento sincrono dei canali (il riempimento degli stessi avviene in maniera

contemporanea);

- Ñ il funzionamento autonomo dei canali (i canali di valle nel raggiungere le massime capacità di convogliamento non rigurgitano quelli a monte);
- Ñ condizioni di moto uniforme negli stessi.

Queste condizioni valgono al fine di permettere la schematizzazione della rete in maniera da conferire a questa un comportamento univoco per ogni canale senza che vi sia influenza dell'uno sull'altro. Ciò permette di applicare a una rete le stesse formule dell'idraulica valide per un singolo bacino che afferisce a un singolo canale.

In particolare, il comportamento sincrono permette di assumere come tempo di ruscellamento di un canale, posto a valle di altri tronchi, lo stesso tempo che si ha nel canale di testa. Questa condizione è la meno vicina alla realtà rispetto alle altre due, ma l'errore che si commette diviene sempre più trascurabile man mano che si procede verso i tronchi di valle.

Il funzionamento autonomo, ottenibile operativamente portando a coincidere i cieli fogna dei vari tronchi, impedisce il rigurgito dei canali di valle verso quelli di monte rendendo possibile assoggettare la rete stessa a una schematizzazione numerica, oltremodo difficile se si dovesse portare in conto un profilo di corrente in moto permanente o addirittura vario.

La seconda condizione tende, come quella del funzionamento autonomo, a permettere l'applicabilità delle più semplici formule del moto uniforme. Questa condizione, se si considera la gradualità e la relativa lentezza del fenomeno del riempimento dei canali, risulta abbastanza ben approssimata.

In pratica, si opera come di seguito descritto:

- Ñ si assegna un diametro al canale oggetto del calcolo, diametro che dovrà essere variato se la verifica dello stesso non sarà soddisfatta;
- Ñ si assegna un tempo di ruscellamento, che va scelto con molta accuratezza in funzione delle caratteristiche del bacino in esame;
- Ñ si ipotizza un tempo di percorrenza del tratto in esame, valore che varia con le iterazioni, con un procedimento che converge rapidamente.

Dall'assegnazione dei tempi sopra menzionati si ricava il tempo di corrvazione t_c di primo tentativo, In funzione di questo si ricava, dalla legge di probabilità pluviometrica adottata, il valore dell'intensità di pioggia critica (di primo tentativo).

Noti:

- il coefficiente di afflusso (valore del singolo bacino in esame o il valore medio pesato, se si opera in corrispondenza della sezione di chiusura di un bacino che ne comprende altri di dimensioni minori);
- l'area colante del bacino in esame (le aree si sommano integralmente),

dall'equazione sopra riportata, si ricava la portata che affluisce alla sezione in esame. Una volta nota

tale portata, è possibile calcolare effettivamente il tempo di percorrenza del tratto (o della parte di rete di drenaggio che si sta calcolando). Se questo coincide (cosa improbabile al primo tentativo) con il tempo di percorrenza assegnato, il valore del tempo di corrivazione t_c coincide con la durata critica della pioggia che massimizza le portate defluenti, altrimenti si deve reiterare il procedimento di calcolo assumendo come tempo di percorrenza il valore calcolato. Il procedimento, come già accennato converge rapidamente permettendo di individuare l'effettivo tempo di corrivazione.

Verifiche idrauliche

Il dimensionamento/verifica del collettore è stato effettuato in ipotesi di moto uniforme. Secondo quest'ipotesi, la corrente scorre in un alveo cilindrico con la superficie libera a distanza costante dal fondo; in essa le caratteristiche idrauliche (velocità, sezione, portata) non variano nello spazio e nel tempo. La letteratura tecnica fornisce numerosi esempi di formule per il calcolo delle caratteristiche in moto uniforme. Nel caso in esame, per la verifica dei collettori, è stata adottata la formula di Gauckler e Strickler. Questa si esprime come segue:

$$V = kR^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}}$$

che, combinata opportunamente con quella di continuità:

$$Q = V\sigma$$

fornisce:

$$Q = k\sigma R^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}}$$

I simboli indicano le seguenti grandezze:

- Q (m³/s) la portata;
- V (m/s) la velocità in moto uniforme;
- σ (m²) la sezione idrica;
- K (m^{1/3}/s) il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler;
- R (m) il raggio idraulico espresso come rapporto tra la sezione idrica e il contorno bagnato;
- i la pendenza del collettore.

La formula consente, fissata la geometria della sezione idrica, di determinare le caratteristiche idrauliche della corrente che si instaurano al passaggio delle varie portate.

Per quanto concerne il valore del coefficiente di scabrezza K , questo dipende dalla natura delle pareti che costituiscono lo speco. Nel caso in esame si è fissato $K=80$ m^{1/3}/s per i collettori in materiale plastico.

Nelle tabelle seguenti sono riportati gli esiti di dette verifiche. Le verifiche, in particolare, sono state effettuate considerando non solo le condizioni di moto uniforme, ma anche quelle di stato critico.

Tratto	A (ha)	U (l/s/ha)	Q (m ³ /s)	DN (mm)	DI (mm)	Pendenza massima				Pendenza minima			
						i _{max} (%)	h (m)	V (m/s)	h _r (-)	i _{min} (%)	h (m)	V (m/s)	h _r (-)
Lardighello	2.98	178	0.53	600	600	6.0	0.24	5.00	0.40	6.0	0.24	5.00	0.40
Reggente 1	0.40	108	0.10	400	335	0.6	0.26	1.35	0.78	0.6	0.26	1.35	0.78
Piscinelle	0.54	179	0.10	400	335	4.2	0.14	2.86	0.41	1.9	0.17	2.13	0.51
S. Croce A	2.0	138	0.28	500	500	4.3	0.20	3.76	0.40	0.7	0.35	1.88	0.71
S. Croce B	12.0	134	1.60	1000	837	4.3	0.42	5.84	0.50	1.0	0.71	3.21	0.85
S. Croce C	2.3	141	0.32	630	527	1.2	0.31	2.41	0.58	1.2	0.31	2.41	0.58
S. Croce E	-	-	2.5	1200	1200	0.05	0.43	6.85	0.36	0.05	0.43	6.85	0.36
Trav. Guerra 1	3.93	179	0.70	600	600	5.0	0.30	5.03	0.49	4.1	0.31	4.67	0.52
Trav. Guerra 2	7.87	138	1.10	800	800	4.1	0.35	5.21	0.44	3.1	0.38	4.70	0.47
Trav. Guerra 3	11.81	135	1.60	1000	1000	4.0	0.39	5.65	0.39	1.4	0.52	3.83	0.52

Tab. 2.IV. Verifiche in condizioni di moto uniforme.

Picchetti	Tratto	A (ha)	U (l/s/ha)	Q (m ³ /s)	DN (mm)	DI (mm)	h _c (m)	h _{r,c} (-)
G1-G2	Lardighello	2.98	178	0.53	600	600	0.50	0.83
B1-B2	Reggente 1	0.40	108	0.10	400	335	0.24	0.72
C1-C2	Piscinelle	0.54	179	0.10	400	335	0.24	0.70
L1-L1*	S. Croce A	2.0	138	0.28	500	500	0.36	0.73
L1*-L2	S. Croce B	12.0	134	1.60	1000	837	0.74	0.89
L4-L5	S. Croce C	2.3	141	3.32	630	527	0.38	0.73
L10-L11	S. Croce E	-	-	2.5	1200	1200	0.87	0.73
E1-E1*	Trav. Guerra 1	3.93	179	0.70	600	600	0.53	0.89
E1*-E1**	Trav. Guerra 2	7.87	138	1.10	800	800	0.64	0.80
E1**-E2	Trav. Guerra 3	11.81	135	1.60	1000	1000	0.73	0.73

Tab. 2.V. Verifiche in condizioni di stato critico.

3. STUDIO DI COMPATIBILITA IDRAULICA DELL'ATTRAVERSAMENTO ALVEO CAMALDOLI

Il progetto prevede, in corrispondenza dell'intervento fognario su Via Tirone, l'attraversamento dell'Alveo Camaldoli poco a valle della confluenza della Vasca Tirone. In tal caso l'attraversamento sarà eseguito mediante tubazione aerea in contro tubo in acciaio inox AISI 304 ed è stato verificato il deflusso della portata di piena in alveo con un tempo di ritorno di 300 anni.

Il PAI, nella scelta del modello di trasformazione afflussi/deflussi, ha tenuto conto della estensione e delle caratteristiche morfometriche dei bacini da esaminare e specificamente per i bacini montani di superficie inferiore a 15 Km² per la valutazione delle portate piena ha ritenuto opportuno fare riferimento al metodo della corrivazione ed in particolare alla formula razionale:

$$Q_T = \varphi \cdot i_{(t_c, T)} \cdot A$$

nella quale t_c è il tempo di corrivazione del bacino calcolato con la nota formula di Giandotti:

$$t_c = 4 \cdot S^{0,5} + 1,5 \cdot L / 0,8 \cdot (H_{med} - H_o)^{0,5}$$

in cui:

- L = lunghezza dell'asta principale in Km;
- S = superficie totale del bacino in Km²;
- H_m = quota media del bacino in m;
- H_o = quota della sezione di chiusura in m.

Con le formulazioni sopra riportate sono stati condotti i calcoli delle portate di pioggia per i tempi di ritorno di 300 anni e riportati in sintesi nelle tabelle successive, a partire dall'individuazione delle aree colanti afferenti al tratto in esame. Le aree sono riportate nella figura 2 che segue.

Il progetto di rifunionalizzazione della Vasca Tirone, redatto da Sogesid nel 2012, conduce ad una portata di immissione in alveo di 10,51 mc/s, per un tempo di ritorno trecentennale.

Volendo effettuare la verifica del ns attraversamento ipotizzeremo, in condizioni di sicurezza, che la portata sia pari a 12,00 mc/s (praticamente senza l'effetto di laminazione) e che l'alveo sia schematizzabile come canale perfettamente cilindrico, garantendo però un franco sovrabbondante per tenere conto di questa imprecisione.

La sezione d'alveo è trapezia con una scarpa laterale pari a 1 su 2,5, base minore pari a 0,60 m, con una pendenza longitudinale del fondo pari a 0,008 m/m per un tratto sufficientemente lungo da supporre l'instaurarsi il moto uniforme e un'altezza minima (in corrispondenza dell'attraversamento) pari a 4,49 m.

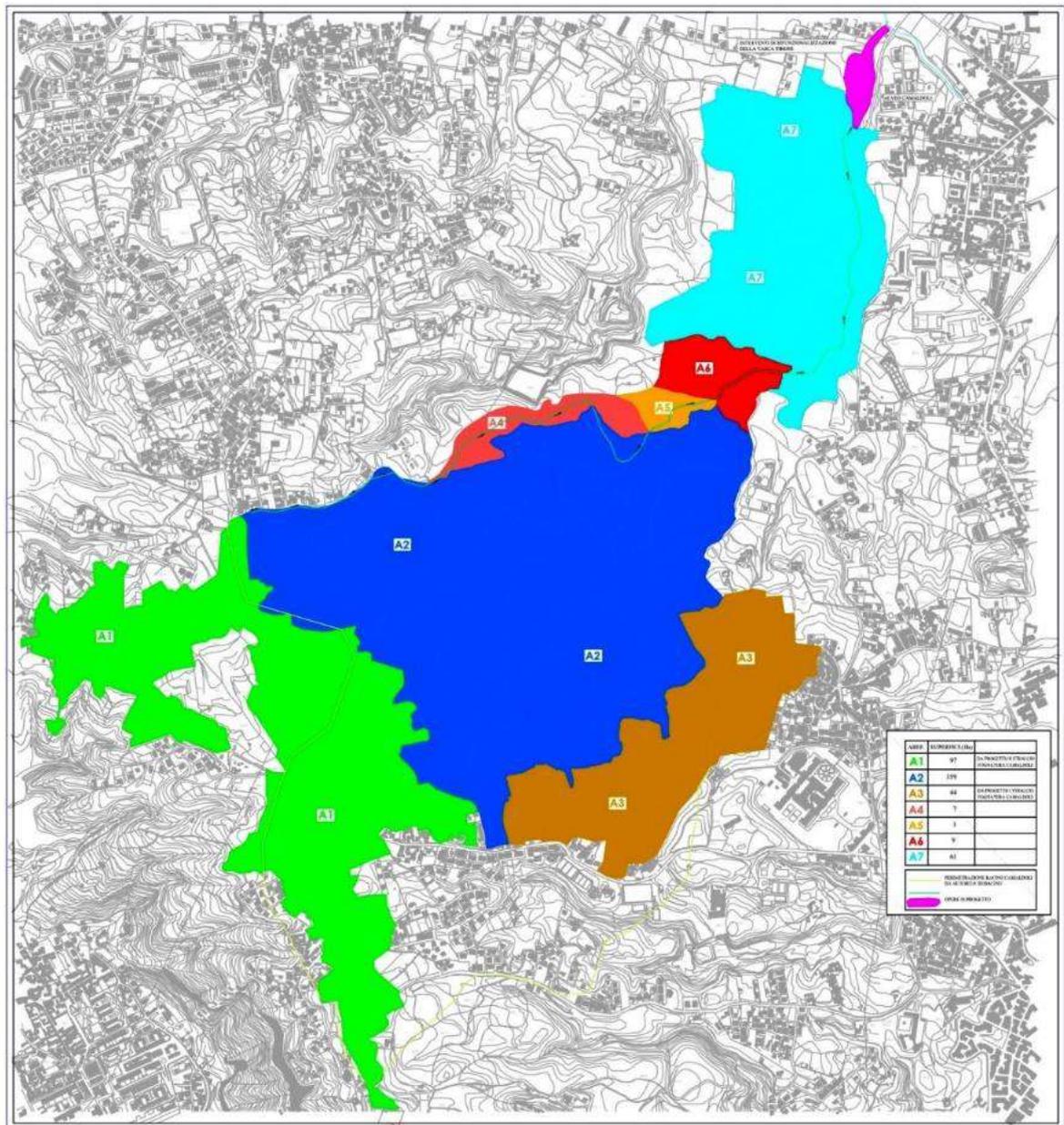


Fig. 2. *Suddivisione Bacini Colanti della vasca Tirone e gravanti verso l'Alveo Camaldoli*

Il contributo proveniente dalla Vasca Tirone è in posizione iniziale dell'Alveo Camaldoli quindi l'ipotesi di quasi unico contributo idrico, peraltro maggiorato, ci tutela dalle reali condizioni di deflusso in alveo.

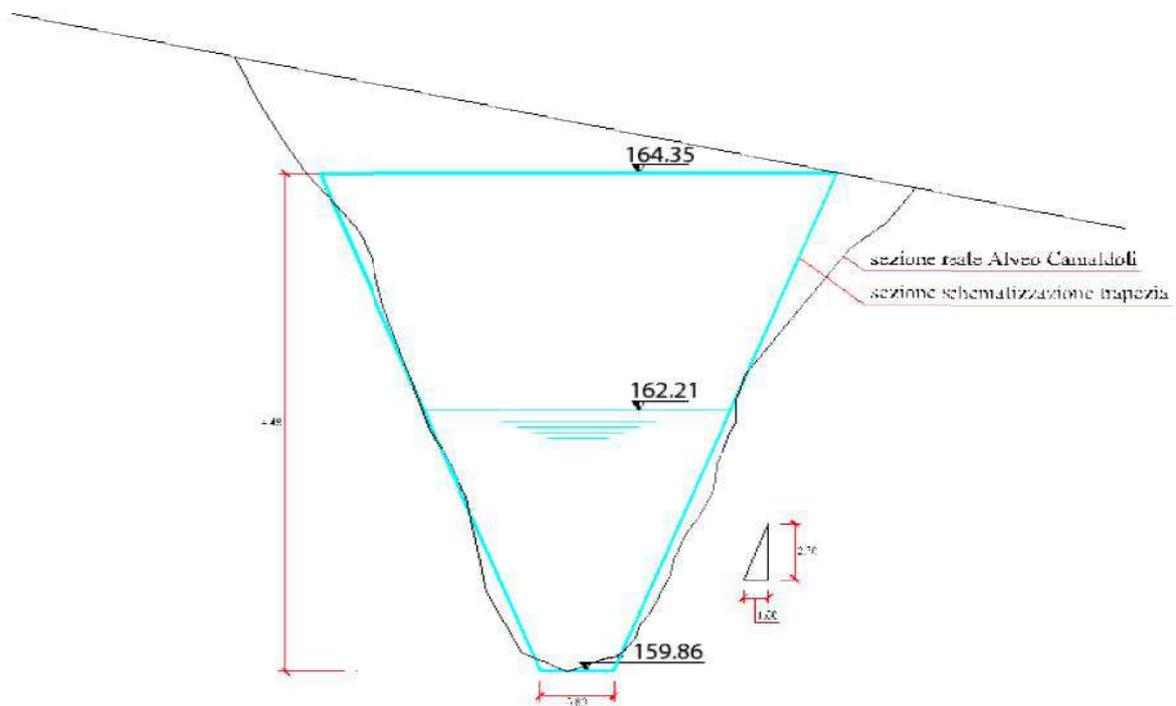


Fig. 3: Schematizzazione dell'Alveo Camaldoli con sezione cilindrica di forma trapezia.

Per le ipotesi fatte la portata trecentennale transiterà con un tirante idrico di 2,35 m, con un franco maggiore di 1.5 m, sufficiente in relazione alle semplificazioni operate con la schematizzazione della sezione cilindrica.

4. IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

4.1 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO DI VIA ROTONDELLA

L'impianto di sollevamento previsto consente il recapito delle acque provenienti dai rami 1 e 3 attraverso una condotta di mandata in PEAD PE100 DN.110 PN10 (ramo 2) alla fognatura esistente su via Rotondella.

Le perdite di carico sono state calcolate mediante la formula di Gaukler e Strickler, assumendo per il coefficiente di scabrezza un valore cautelativamente pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Si è inoltre tenuto conto delle perdite di carico concentrate che si presentano lungo la condotta di mandata assunte cautelativamente pari a 2.0 m.

Il dettaglio della portata e delle caratteristiche idrauliche della condotta di mandata sono riportate nella successiva tabella.

Q (l/s)	DN (mm)	DI (mm)	V (m/s)	J (m/km)	L (m)	DH (m)	DH _c (m)	Hg (m)	Hm (m)
10.6	110	96.8	1.44	7.293	219.5	1.6	2.0	16.18	19.78

Tab. 4.1 Caratteristiche sollevamento via Rotondella

Sulla scorta della portata e della prevalenza calcolata è stata scelta una pompa tipo Flygt NP 3102.900 SH3 adaptive 258, che è in grado di garantire, per una portata di 11 l/s, una prevalenza di 20.3 m, con un rendimento complessivo del 47.9%.

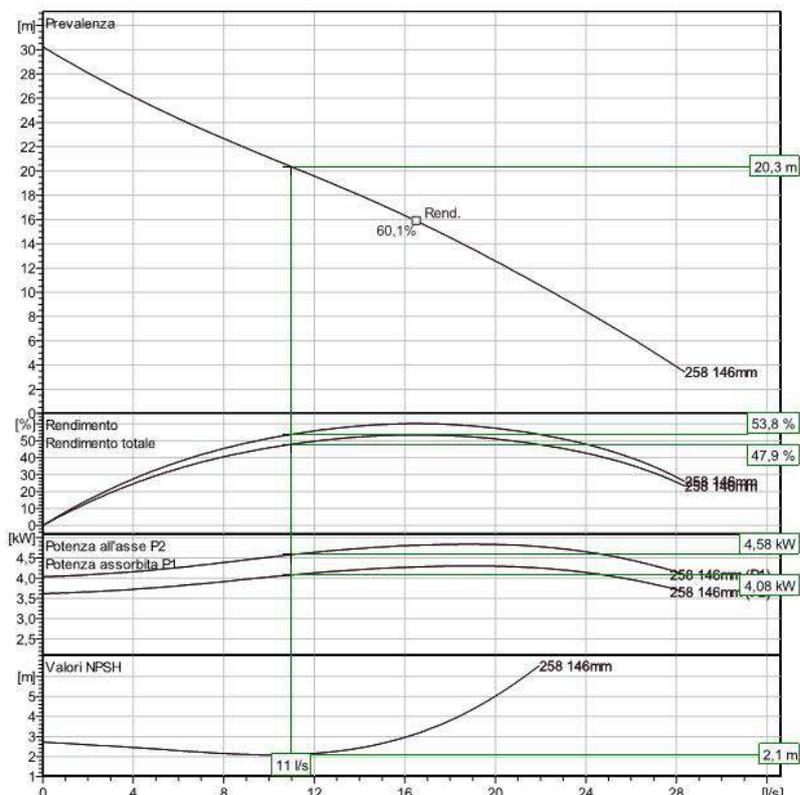


Fig. 4.1 Curve caratteristiche sollevamento via Rotondella

4.2 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO TRAVERSA VIA ORSOLONE AI GUANTAI

Rispetto alle previsioni del progetto definitivo, si è operata un'ottimizzazione per il sollevamento delle traverse di Via Orsolone ai Guantai, con la realizzazione di n. 2 impianti di sollevamento in luogo dell'unico previsto nel progetto definitivo. Il primo impianto di sollevamento è relativo ai rami 1 e 3. Il secondo che è relativo al ramo 4 raccoglie anche le acque nere provenienti da due traverse laterali di cui una esistente ed una di nuova progettazione (ramo 6) non considerate in fase di progettazione definitiva.

Le condotte di mandata per entrambi gli impianti (ramo 2 e ramo 5) saranno realizzate in PEAD PE100 DN.90 PN10 in relazione alle caratteristiche altimetriche degli impianti. Le perdite di carico sono state calcolate mediante la formula di Gaukler e Strickler, assumendo per il coefficiente di scabrezza un valore cautelativamente pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. SI è inoltre tenuto conto delle perdite di carico concentrate che si presentano lungo la condotta di mandata assunte cautelativamente pari a 2.0 m.

Il dettaglio delle portate e delle caratteristiche idrauliche delle condotte di mandata sono riportate nelle successive tabelle.

Q (l/s)	DN(mm)	DI (mm)	V (m/s)	J (m/km)	L (m)	DH (m)	DH _c (m)	Hg (m)	Hm (m)
6.2	90	79.2	1.26	7.276	253.8	1.9	2.0	14.1	18.0

Tab. 4.II. Caratteristiche sollevamento traversa via Orsolone ai Guantai rami 1-3.

Q (l/s)	DN(mm)	DI (mm)	V (m/s)	J (m/km)	L (m)	DH (m)	DH _c (m)	Hg (m)	Hm(m)
6.2	90	79.2	1.26	7.276	268.40	2.0	2.0	10.18	14.18

Tab. 4.III. Caratteristiche sollevamento traversa via Orsolone ai Guantai rami 4-6 e traversa.

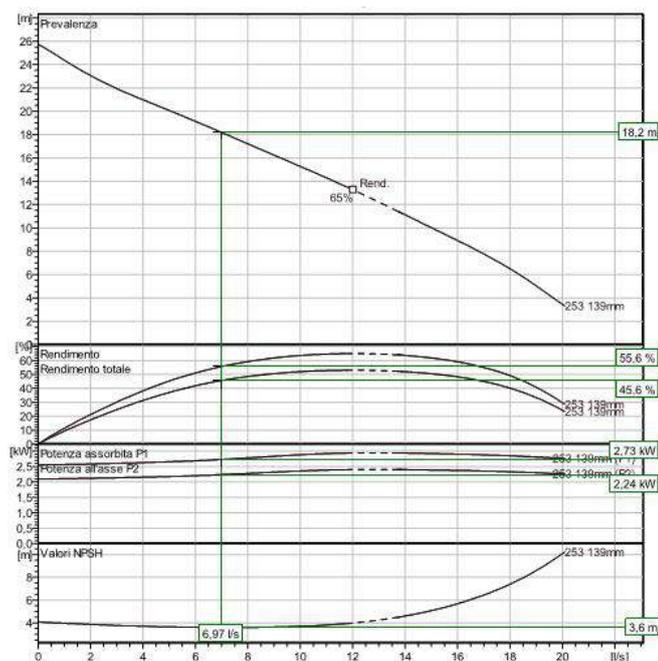


Fig. 4.II Curve caratteristiche sollevamento traversa via Orsolone ai Guantai rami 1-3.

Sulla scorta delle portate e delle prevalenze calcolate si è passato ad individuare le macchine più idonee, le cui caratteristiche sono riportate di seguito. Per i rami 1 e 3, la scelta è ricaduta su una pompa tipo Flygt NP 3085 SH3 Adaptive 253, che è in grado di garantire, per una portata di 6.97 l/s, una prevalenza di 18.2 m, con un rendimento complessivo del 45.6%.

Analogamente, per il ramo 4 e relative traverse, la scelta è ricaduta su una pompa tipo Flygt NP 3085 SH3 Adaptive 254, la quale è in grado di sollevare una portata di 8.74 l/s ad una prevalenza di 14.5 m, con un rendimento totale del 49.2 %.

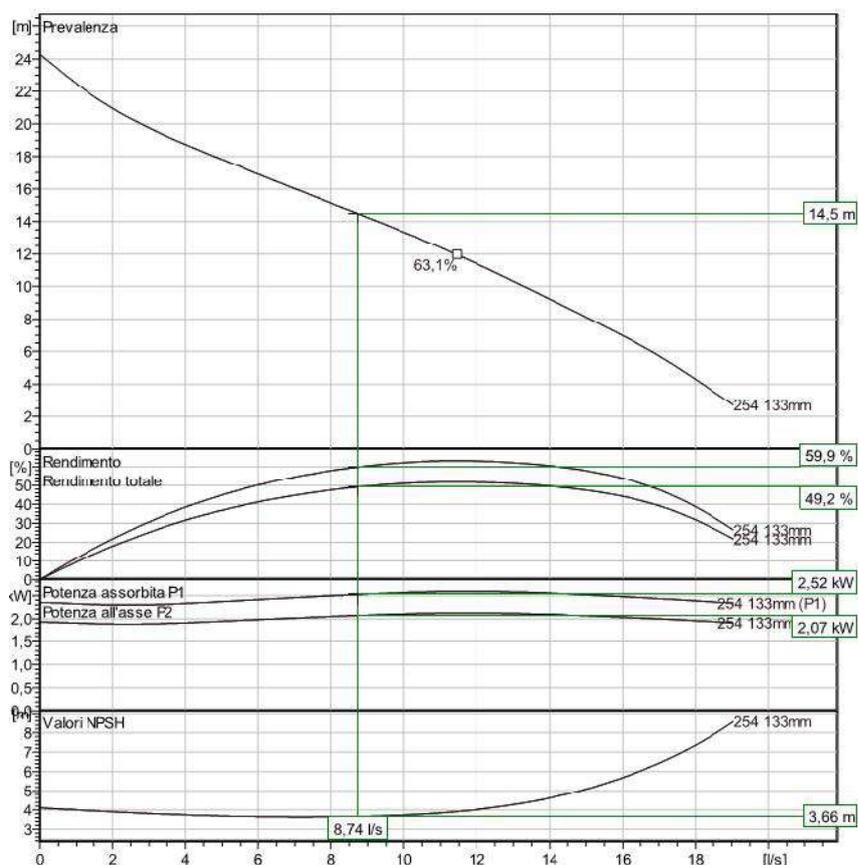


Fig. 4.III Curve caratteristiche sollevamento traversa via Orsolone ai Guantai rami 4-6 e traversa.

4.3 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO TRAVERSA VIA ANTONIO CINQUE

L'impianto di sollevamento previsto in progetto consente il recapito delle acque proveniente dal ramo 1 attraverso una condotta di mandata in PEAD PE100 DN.110 PN10 (ramo 2) alla fognatura esistente presente su via Nuova Palmentiello.

Le perdite di carico sono state calcolate mediante la formula di Gaukler e Strickler, assumendo per il coefficiente di scabrezza un valore cautelativamente pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Si è inoltre tenuto conto delle perdite di carico concentrate che si presentano lungo la condotta di mandata assunte cautelativamente pari a 2.0 m.

Il dettaglio della portata e delle caratteristiche idrauliche della condotta di mandata sono riportate nella successiva tabella.

Q (l/s)	DN (mm)	DI (mm)	V (m/s)	J (m/km)	L (m)	DH (m)	DH _c (m)	Hg (m)	Hm (m)
7.2	110	96.8	0.98	3.365	294.5	1.0	2.0	23.45	26.45

Tab. 4.IV Caratteristiche sollevamento traversa via Antonio Cinque

Sulla scorta delle portate e prevalenze è stata scelta una pompa tipo Flygt NP 3127.900 SH3 Adaptive 248 che è in grado di garantire, per una portata di 7.13 l/s, una prevalenza di 27 m, con un rendimento complessivo del 37.9%.

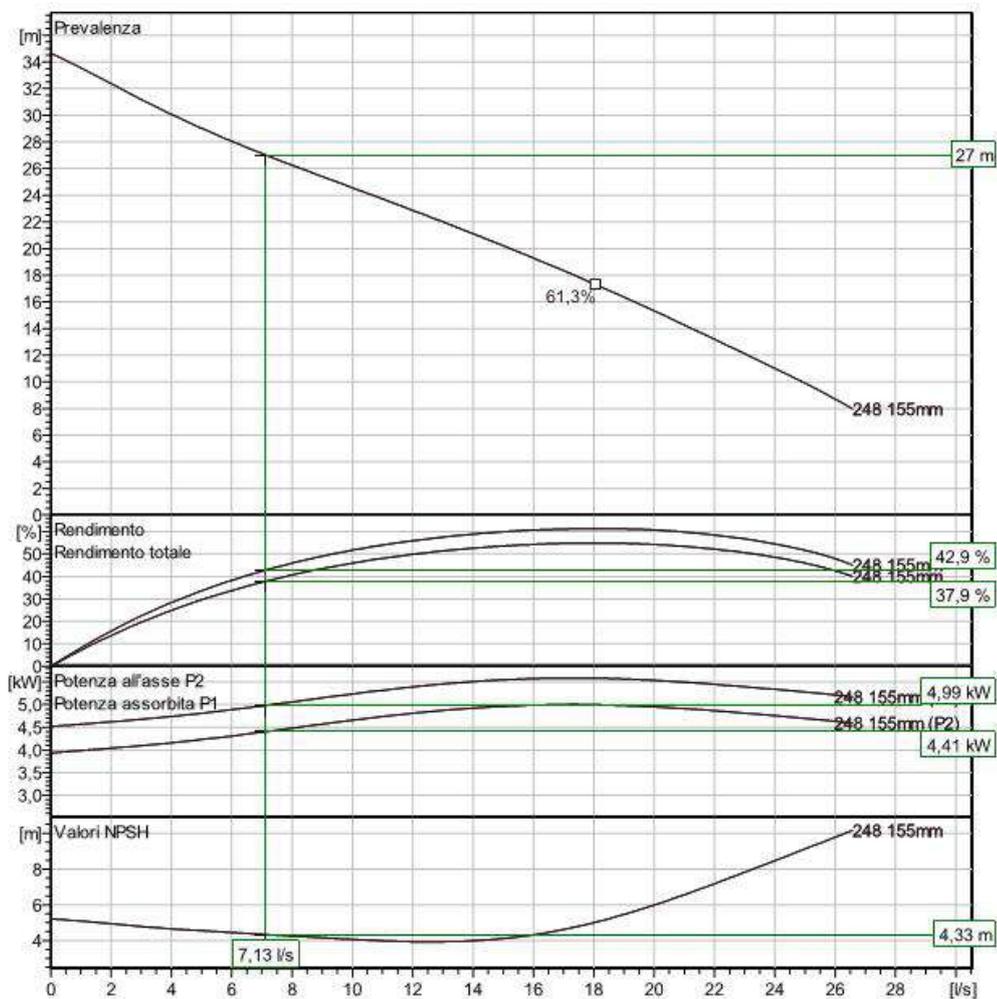


Fig. 4.IV Curva caratteristiche sollevamento traversa via Antonio Cinque

4.4 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO SANTA CROCE AD ORSOLONE

L'impianto di sollevamento previsto si trova in un bacino posto sulla destra di via Comunale Santa Croce ad Orsolone e consente il sollevamento delle acque nere attraverso una condotta di mandata in

PEAD PE100 DN.180 PN10 alla fognatura di progetto del tratto 3 presente su via Comunale Santa Croce ad Orsolone.

Le perdite di carico sono state calcolate mediante la formula di Gaukler e Strickler, assumendo per il coefficiente di scabrezza un valore cautelativamente pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Si è inoltre tenuto conto delle perdite di carico concentrate che si presentano lungo la condotta di mandata assunte cautelativamente pari a 2.0 m.

Il dettaglio della portata e delle caratteristiche idrauliche della condotta di mandata è riportata nella seguente tabella.

Q (l/s)	DN (mm)	DI (mm)	V (m/s)	J (m/km)	L (m)	DH (m)	DH _c (m)	Hg (m)	Hm (m)
24.7	180	158.6	1.25	2.845	103.5	0.35	2.0	9.70	12.05

Tab. 4.V Caratteristiche sollevamento Santa Croce ad Orsolone

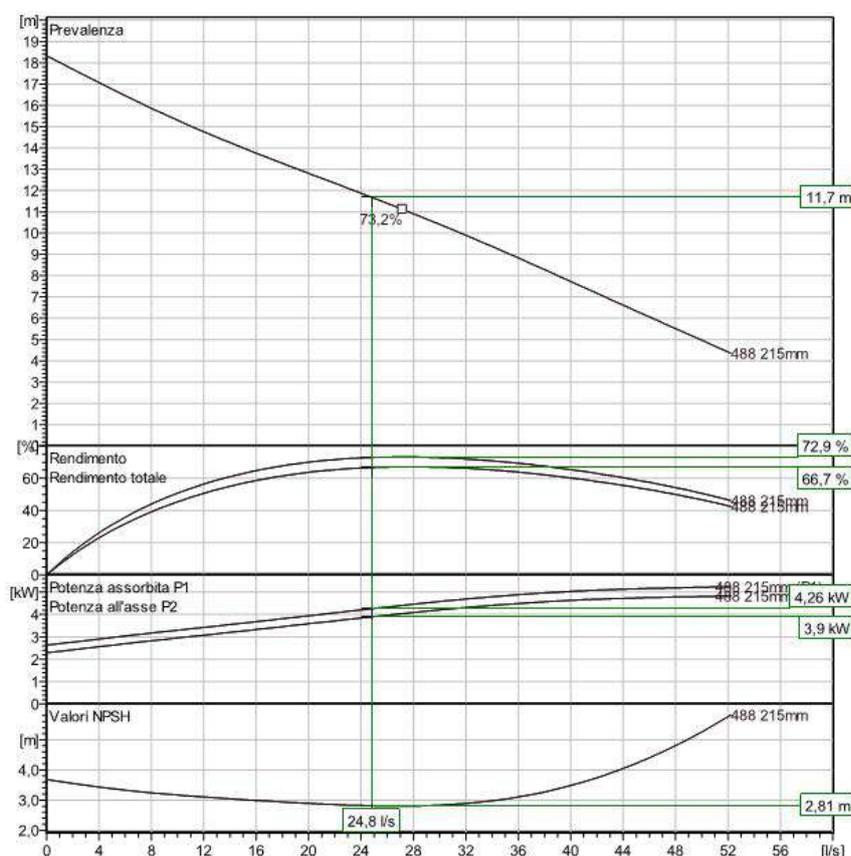


Fig. 4.V Curve caratteristiche sollevamento Santa Croce ad Orsolone

Sulla scorta delle portate e prevalenze è stata scelta una pompa tipo Flygt NP 3127.900 HT3 Adaptive 488 che è in grado di garantire, per una portata di 24.8 l/s, una prevalenza di 11.7 m, con un rendimento complessivo del 66.7 %.

5. DERIVATORI

5.1 DERIVATORE SFP1

Il manufatto di sfioro Sfp1 posizionato lungo via Santa Croce ad Orsolone deve consentire di derivare dalla condotta in ingresso DN 1000 una portata minore o uguale a 5 Q_{mn} nel collettore che prosegue su Via Comunale Santa Croce ad Orsolone (tratto 3) e lasciar proseguire quelle maggiori nel tratto scatolare di dimensioni 120 x 70.

I parametri necessari per il dimensionamento dello scaricatore sono i seguenti:

- Tubazione di ingresso: PEad DN 1000, Di=837
- Portata massima: $Q_{\max} = 1,60 \text{ mc/s}$
- Portata media nera: $Q_{mn} = 30 \text{ l/s}$
- Portata da derivare: $Q_{\text{der}} = 5 Q_{m,n} = 150 \text{ l/s}$

Nelle condizioni di portata da derivare, ipotizzando di realizzare una luce di efflusso frontale (a battente) e considerando il coefficiente di efflusso pari a 0,61, con buona approssimazione si ha, in condizioni di portata minima, fino ad h pari a 30 cm, l'efflusso di una portata pari a 0,15 mc/s = 150 l/s, che viene convogliata tutta nel derivatore frontale delle portate nere.

Viceversa, in condizioni di efflusso da luce a battente per portate superiori a 150 l/s e fino alla portata massima di 1,60 mc/s, si ha lo scarico delle portate eccedenti al di sopra della parete di sfioro, avente un'altezza di 55 cm ed inviata all'emissario scaricatore di piena.

Per il dimensionamento della luce a battente è stata presa a riferimento l'equazione della foronomia:

$$Q_d = \mu L a \sqrt{2gh}$$

in cui Q_d è la portata derivata, μ il coefficiente di afflusso, assunto pari a 0.6 nel caso di una luce a battente, L ed a le dimensioni della luce, pari entrambe a 30 cm, risultando quindi, per la portata di 150 l/s, un carico sulla luce pari a 40 cm. La soglia di sfioro per lo smaltimento delle portate in eccesso dovrà, quindi, essere ubicata ad una distanza di 55 cm dal fondo, come osservato in precedenza.

5.2 DERIVATORE SFP2

Il manufatto di sfioro Sfp2 posto sulla condotta DN 630, che si trova nei pressi del deposito delle bibite, deve consentire di derivare una portata minore o uguale a 5Q_{mn} nel collettore DN 315 (tratto 1) che recapita alla stazione di sollevamento S. Croce ad Orsolone e lasciar proseguire le eccedenze nel tratto DN 630 che converge, poco dopo, nel pozzetto di immissione esistente.

I parametri necessari per il dimensionamento dello scaricatore sono i seguenti:

- Tubazione di ingresso: PEad DN 630, Di 527

- Portata massima: $Q_{\max} = 0,32 \text{ mc/s}$
- Portata media nera: $Q_{\text{mn}} = 2 \text{ l/s}$
- Portata da derivare: $Q_{\text{der}} = 5 Q_{\text{mn}} = 10 \text{ l/s}$

Le caratteristiche di deflusso della portata da derivare all'interno della tubazione a monte dell'immissione nello sfioro sono le seguenti:

Altezza in condizioni di stato critico per Q_{der} $h_c = 0,064 \text{ m}$;

Altezza in condizioni di moto uniforme per Q_{der} $h_u = 0,052 \text{ m}$.

Dal momento che la corrente di moto uniforme è veloce ($h_u < h_c$), per il calcolo si considera l'altezza h_u di moto uniforme, scegliendo per la luce una forma esagonale, come riportato nella figura seguente:

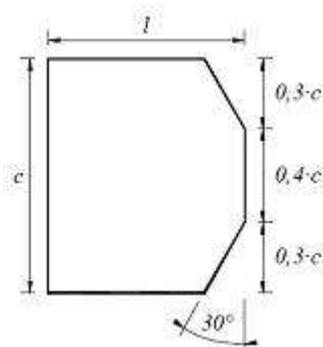


Fig. 5.I Forma della luce di fondo adottata per lo scaricatore di piena.

La larghezza l della luce di fondo, pari alla larghezza della corrente in superficie, si ricava dal diagramma dei profili adimensionali delle vene in caduta libera riportante in ascissa x/h e in ordinata y/h , del citato studio del prof. Biggiero.

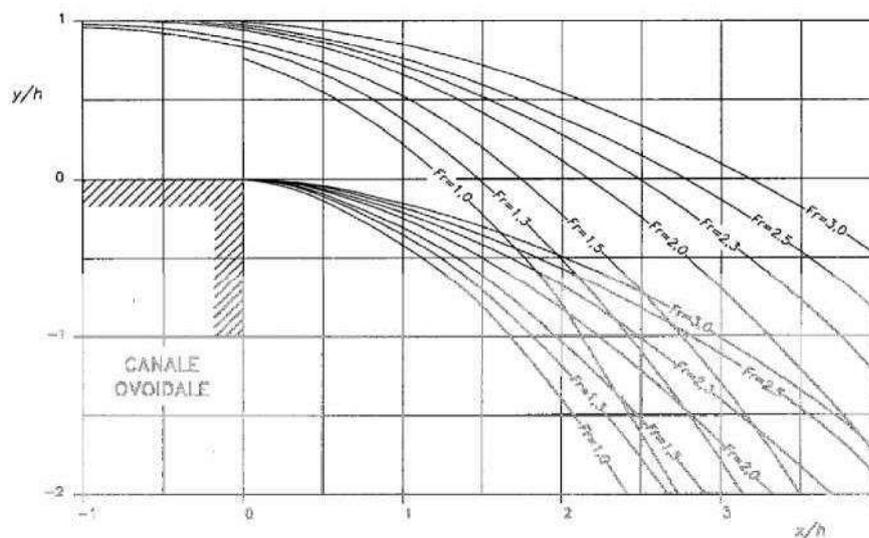


Fig. 5.II Profili in coordinate dimensionali delle vene in caduta libera da canale semiovoidale, rilevati nel piano di simmetria

Per poter ricavare il profilo relativo alla vena in esame, applicando tale diagramma, bisogna conoscere il valore h_v dell'altezza idrica che si stabilisce allo sbocco, quest'ultimo è ricavabile dalla relazione interpolare: $1 = h_v/h + 0,25*Fr^{-1,66}$, in cui Fr rappresenta il numero di Froude della corrente, mentre h è il tirante che si stabilisce allo sbocco (e quindi pari all'altezza di stato critico se la corrente è lenta, di moto uniforme se la corrente è veloce).

Sulla scorta delle caratteristiche cinematiche della corrente, si ricava un valore del Numero di Froude $Fr=1.5$, per cui risulta una lunghezza massima della luce in coordinate adimensionali, ricavata dal diagramma (x/h ; y/h) di seguito mostrato, pari a $x/h = 2.0$. E, pertanto, la luce avrà lunghezza $x = l = 2,0 \times 0,05 = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$. Tuttavia, dal momento che un valore così basso potrebbe determinare l'ostruzione della luce, si è assunto un valore pari a $l = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$

L'altra dimensione da assegnare alla luce, c , è assunta pari al valore della larghezza in superficie della corrente, in modo da essere certi di derivare completamente la portata. In maggior dettaglio, la larghezza della luce viene assunta pari alla corda che si stabilisce nella sezione di sbocco, risultando, nel caso in esame, pari a: $c = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$. Tuttavia, dal momento che un valore così basso potrebbe determinare l'ostruzione della luce, si è assunto un valore pari a $c = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$.

Bisogna, infine, verificare il comportamento della luce di fondo al passaggio della massima portata. In questo caso la luce, pur essendo in gran parte superata dalla portata defluente, continuerà a sottrarre portata alla corrente comportandosi come una luce sotto battente, a differenza di quanto accade negli scaricatori a salto brusco o con scivolo di raccordo per i quali, oltre un certo valore di portata, i filetti fluidi sono tesi al punto da scavalcare completamente la luce. Per tale comportamento si può calcolare la portata derivata dal manufatto con la formula di efflusso di una luce a battente:

$$Q_d = \mu A_0 \sqrt{2gh}$$

in cui h è il tirante idrico della portata defluente, A_0 è l'area della proiezione orizzontale della luce praticata sul fondo, il coefficiente μ può essere fissato pari a $\mu = 0,69$ per correnti lente, $\mu = 0,69 - 0,09Fr$ per correnti veloci. La specificazione dei parametri suddetti per il deflusso della massima portata determina i seguenti valori:

- $Q_{max} = 0,32 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $h_{u,max} = 0,31 \text{ m}$;
- $A_0 = 0,03 \text{ m}^2$;
- $\mu = 0,55$

Risulta quindi una portata derivata, in condizioni di piena, a 40.1 l/s , a cui corrisponde una efficienza del manufatto pari al 90%.

5.3 DERIVATORE SFP3

Il manufatto di sfioro Sfp3 si trova nel vallone nei pressi dell'impianto di sollevamento previsto in progetto.

Tale manufatto posto sullo scatolare 70 x 120 cm deve consentire di derivare una portata minore o uguale a $5Q_{mn}$ nel collettore DN 315 che recapita alla stazione di sollevamento S. Croce ad Orsolone e lasciar proseguire quelle maggiori nel tratto DN 1200.

I parametri necessari per il dimensionamento dello scaricatore sono i seguenti:

- Tubazione di ingresso: scatolare 70 x 120 cm
- Portata di max piena: $Q_{max} = 2,5 \text{ mc/s}$
- Portata media nera: $Q_{mn} = 6 \text{ l/s}$
- Portata da derivare: $Q_{der} = 5 Q_{mn} = 30 \text{ l/s}$

Le caratteristiche di deflusso della portata da derivare all'interno della tubazione a monte dell'immissione nello sfioro sono le seguenti:

Altezza in stato critico per Q_{der} $h_c = 0,03 \text{ m}$;

Altezza in moto uniforme per Q_{der} $h_u = 0,05 \text{ m}$.

La corrente è lenta ($h_u > h_c$), quindi per il calcolo si considera l'altezza h_c di deflusso nelle condizioni di stato critico, si sceglie una luce di tipo esagonale come riportato nella figura seguente:

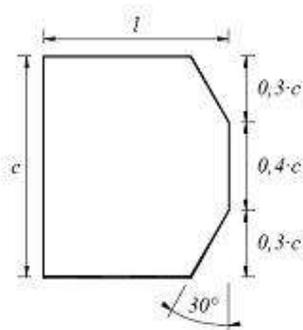


Fig. 5.III Forma della luce di fondo adottata per lo scaricatore di piena.

La larghezza l della luce di fondo, pari alla larghezza della corrente in superficie, si ricava dal diagramma dei profili adimensionali delle vene in caduta libera riportante in ascissa x/h e in ordinata y/h , del citato studio del prof. Biggiero.

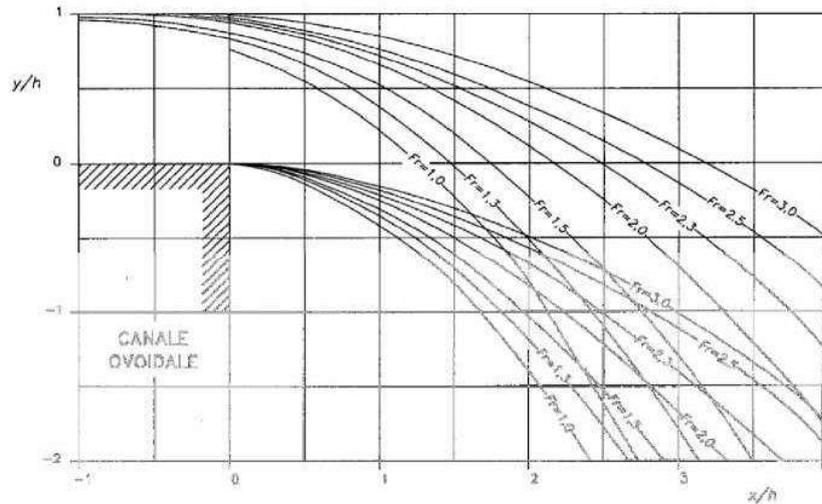


Fig. 5.IV Profili in coordinate dimensionali delle vene in caduta libera da canale semiovoidale, rilevati nel piano di simmetria

Per poter ricavare il profilo relativo alla vena in esame, applicando tale diagramma, bisogna conoscere il valore h_t dell'altezza idrica che si stabilisce allo sbocco, quest'ultimo è ricavabile dalla relazione interpolare: $1 = h_t/h + 0,25 \cdot Fr^{-1,66}$, in cui Fr rappresenta il numero di Froude della corrente, mentre h è il tirante che si stabilisce allo sbocco (e quindi pari all'altezza di stato critico se la corrente è lenta, di moto uniforme se la corrente è veloce).

Sulla scorta delle caratteristiche cinematiche della corrente, si ricava un valore del Numero di Froude $Fr=1.45$, per cui risulta una lunghezza massima della luce in coordinate adimensionali, ricavata dal diagramma (x/h ; y/h) di seguito mostrato, pari a $x/h = 1.74$. E, pertanto, la luce avrà lunghezza $x = l = 1.75 \times 0.03 = 0,06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$. Tuttavia, dal momento che un valore così basso potrebbe determinare l'ostruzione della luce, si è assunto un valore pari a $l = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$.

L'altra dimensione da assegnare alla luce, c , è assunta pari al valore della larghezza in superficie della corrente, in modo da essere certi di derivare completamente la portata. In maggior dettaglio, la larghezza della luce viene assunta pari alla corda che si stabilisce nella sezione di sbocco, risultando, nel caso in esame, pari a: $c = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$.

Bisogna, infine, verificare il comportamento della luce di fondo al passaggio della massima portata. In questo caso la luce, pur essendo in gran parte superata dalla portata defluente, continuerà a sottrarre portata alla corrente comportandosi come una luce sotto battente, a differenza di quanto accade negli scaricatori a salto brusco o con scivolo di raccordo per i quali, oltre un certo valore di portata, i filetti fluidi sono tesi al punto da scavalcare completamente la luce. Per tale comportamento si può calcolare la portata derivata dal manufatto con la formula di efflusso di una luce a battente:

$$Q_d = \mu A_0 \sqrt{2gh}$$

in cui h è il tirante idrico della portata defluente, A_0 è l'area della proiezione orizzontale della luce

praticata sul fondo, il coefficiente μ può essere fissato pari a $\mu = 0,69$ per correnti lente, $\mu = 0,69 - 0,09Fr$ per correnti veloci. La specificazione dei parametri suddetti per il deflusso della massima portata determina i seguenti valori:

- $Q_{max} = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $h_{u,max} = 0,43 \text{ m}$;
- $A_0 = 0,0012 \text{ m}^2$;
- $\mu = 0,69$

Risulta quindi una portata derivata, in condizioni di piena, a 70 l/s, a cui corrisponde una efficienza del manufatto pari al 98%.