

AREA DI RILEVANTE INTERESSE NAZIONALE DI BAGNOLI - COROGLIO (NA)

D.P.C.M. 15.10.2015

Interventi per la bonifica ambientale e rigenerazione urbana dell'area di Bagnoli - Coroglio

Infrastrutture, reti idriche, trasportistiche ed energetiche dell'area del Sito di Interesse Nazionale di Bagnoli - Coroglio



Presidenza del Consiglio dei Ministri
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO DEL GOVERNO
PER LA BONIFICA AMBIENTALE E RIGENERAZIONE URBANA
DELL'AREA DI RILEVANTE INTERESSE NAZIONALE
BAGNOLI - COROGLIO



STAZIONE APPALTANTE

INVITALIA S.p.a.: Soggetto Attuatore, in ottemperanza all'art. 33 del D.L. n. 133/2014, convertito con legge n. 164/2014, e del D.P.C.M. 15 ottobre 2015, ai fini della predisposizione ed esecuzione del Programma di Risanamento Ambientale e la Rigenerazione Urbana per il Sito di Rilevante Interesse Nazionale di Bagnoli-Coroglio

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Daniele BENOTTI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

PROGETTAZIONE GEOTECNICA, STRUTTURALE e STRADALE
Ing. Letterio SONNESSA

RELAZIONE GEOLOGICA
Dott. Geol. Vincenzo GUIDO

GRUPPO DI LAVORO INTERNO

Collaboratori:
Geom. Gennaro DI MARTINO
Geom. Alessandro FABBRI
Ing. Davide GRESIA
Ing. Nunzio LAURO
Ing. Alessio MAFFEI
Ing. Angelo TERRACCIANO
Ing. Massimiliano ZAGNI

Supporto operativo:
Ing. Irene CIANCI
Arch. Alessio FINIZIO
Ing. Carmen FIORE
Ing. Federica Jasmeen GIURA
Ing. Leonardo GUALCO

PROGETTAZIONE IDRAULICA
Ing. Claudio DONNALOIA

PROGETTAZIONE DELLA SICUREZZA
Ing. Michele PIZZA

PROGETTAZIONE ENERGETICA e TELECOMUNICAZIONI
Ing. Claudio DONNALOIA

COMPUTI E STIME
Geom. Gennaro DI MARTINO

SUPPORTO TECNICO-SCIENTIFICO
Prof. Ing. Alessandro PAOLETTI
Ing. Domenico CERAUDO
Ing. Cristina PASSONI

INVITALIA

Agenzia nazionale per l'attrazione
degli investimenti e lo sviluppo d'impresa SpA

Funzione Servizi di Ingegneria

Direzione Area Tecnica
Opere civili:
Arch. Giulia LEONI

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

MANDATARIA



VIA INGEGNERIA Srl
Via Flaminia, 999
00189 Roma (RM)

COORDINAMENTO DELLA PROGETTAZIONE

Ing. Matteo DI GIROLAMO

PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI

Ing. Giovanni PIAZZA

MANDANTI



QUANTICA INGEGNERIA Srl
Piazza Bovio, 22
80133 Napoli (NA)



WEE WATER ENVIRONMENT ENERGY Srl
Piazza Bovio, 22
80133 Napoli (NA)



AMBIENTE SPA
Via Frassina, 21
54033 Carrara (MS)



HYSOMAR SOCIETA' COOPERATIVA
Corso Umberto I, 154
80138 Napoli (NA)



ALPHATECH
Via S. Maria della Libera, 13
80127 Napoli (NA)



ING. GIUSEPPE RUBINO
Via Riviera di Chiaia, 53
80122 Napoli (NA)

PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI SPECIALI

Ing. Francesco NICCHIARELLI

PROGETTAZIONE OPERE IMPIANTISTICHE ELETTRICHE

Ing. Paolo VIPARELLI

PROGETTAZIONE OPERE DI VIABILITA' ORDINARIA

Ing. Giuseppe RUBINO

PROGETTAZIONE ARENA SANT'ANTONIO-HUB DI COROGLIO

Ing. Giuseppe VACCA

PROGETTAZIONE OPERE IDRAULICHE A RETE

Ing. Giulio VIPARELLI

PROGETTAZIONE OPERE A MARE E IMPIANTO TAF 3

Ing. Roberto CHIEFFI

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ai sensi D.Lgs. 81/08

Ing. Massimo FONTANA

RELAZIONE GEOLOGICA

Geol. Maurizio LANZINI

RELAZIONE ARCHEOLOGICA

Arch. Luca DI BIANCO

RELAZIONE ACUSTICA

Ing. Tiziano BARUZZO

GIOVANE PROFESSIONISTA

Ing. Veronica NASUTI
Ing. Andrea ESPOSITO
Ing. Raffaele VASSALLO
Ing. Serena ONERO

DISEGNATORI

Geom. Salvatore DONATIELLO
Geom. Paolo COSIMELLI
P.I. Ugo NAPPI
Ing. Daniele CERULLO

COMPUTI E STIME

Per. Ind. Giuseppe CORATELLA
Geom. Luigi MARTINELLI

PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato			DATA	NOME	FIRMA
INFRASTRUTTURE RETE FOGNARIA Relazione tecnica illustrativa			REDATTO	GIU 2023	RG
			VERIFICATO	GIU 2023	GV
			APPROVATO		
			DATA	GIU 2023	CODICE ELABORATO
REVISIONE	DATA	AGGIORNAMENTI	RT.05.07.09.01		
0	GIU 2023	Emissione			
			SCALA		
			CODICE FILE		
			2021INV-D-0-RT.05.07.09.01.doc		

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

SOMMARIO

1. INTERVENTI SUL SISTEMA FOGNARIO NEL PFTE	4
1.1.SISTEMA FOGNARIO ESISTENTE	4
1.2.L'ARENA S. ANTONIO.....	4
2. IL SISTEMA FOGNARIO NEL PROGETTO PFTE.....	6
2.1.CRITERI GENERALI.....	6
2.2.RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE BIANCHE	7
2.3.RACCOLTA, CONVOGLIAMENTO E SMALTIMENTO ACQUE NERE	11
2.4.RACCOLTA, CONVOGLIAMENTO E SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE.....	13
2.5.DESCRIZIONE DELLE RETI	13
3. VARIANTI INTRODOTTE NEL PROGETTO DEFINITIVO.....	15
3.1.CONSIDERAZIONI GENERALI.	15
3.2.VARIANTI ALLA RETE FOGNARIA	15
3.3.RETI FOGNE STRADALI.	17
3.4.RETI FOGNE NERE	18
3.5.RETI FOGNE BIANCHE	19
3.6.MATERIALI UTILIZZATI PER LE RETI FOGNARIE	20
3.7.MATERIALI DEI POZZETTI.....	22
4. CALCOLO PORTATE E DIMENSIONAMENTO RETI FOGNARIE STRADALI.....	24
4.1.PREMESSE	24
4.2.STUDIO IDROLOGICO	24
4.3.LEGGE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA.....	26
5. DIMENSIONAMENTO DELLE FOGNE STRADALI	36
5.1.PREMESSA.....	36

5.2.METODO DELLA CORRIVAZIONE	36
5.3.METODO DELL'INVASO LINEARE	38
5.4.CONCLUSIONI	40
5.5.VERIFICA DEI COLLETTORI	40
6. CALCOLO E DIMENSIONAMENTO DELLE RETI FOGNARIE NERE	48
7. CALCOLO E PDIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA BIANCA	51
8. DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO.	55
8.1.DIMENSIONAMENTO OPERE ELETTRMECCANICHE	55
8.2.DIMENSIONAMENTO VASCHE IMPIANTI SOLLEVAMENTO	56
8.3.DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SOLLEVAMENTO	58
8.4.DESCRIZIONE DELLE OPERE ELETTRMECCANICHE.....	64
9. NUOVE OPERE DI PROGETTO	67
9.1.POZZETTI DI LAVAGGIO	67
9.2.VASCHE PRIMA PIOGGIA	68
9.3.VASCA DI INFILTRAZIONE.....	72

1. INTERVENTI SUL SISTEMA FOGNARIO NEL PFTE

1.1. SISTEMA FOGNARIO ESISTENTE

L'area oggetto di intervento è attraversata da grandi collettori fognari misti:

- il collettore Arena S. Antonio lungo il confine orientale dell'area di Bagnoli-Coroglio;
- il collettore ovoidale 360x270 di Pianura lungo il perimetro nord-orientale dell'area di Bagnoli-Coroglio, che confluisce nel collettore Arena S. Antonio;
- l'emissario di Coroglio lungo l'area urbanizzata di via Campegna, via Cavalleggeri d'Aosta, l'area collinare sotto il costone di Posillipo e nel tratto terminale lungo via Leonardi Cattolica.

Tutte le acque dei collettori suddetti si convogliano nella stazione di pretrattamento e sollevamento di Coroglio.

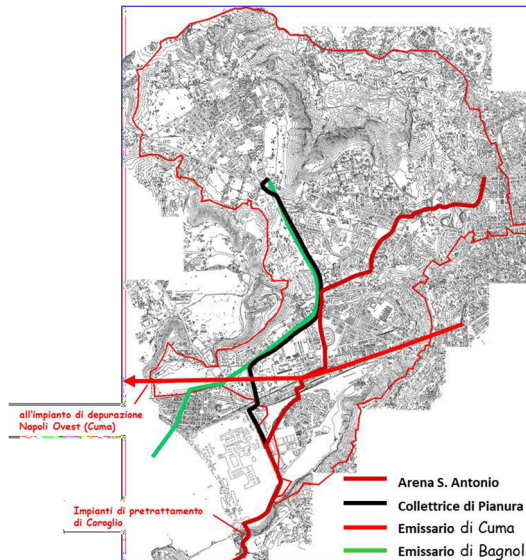


Figura 1 - Planimetria generale del bacino con le dorsali fognarie principali

Infine, via Coroglio è servita da una rete di smaltimento mista costituita da due rami, Nord e Sud, che confluiscono nell'impianto di sollevamento posto al centro di via Coroglio.

1.2. L'ARENA S. ANTONIO

L'Arena S. Antonio era originariamente (1800) un canale a cielo aperto, che a seguito della massiccia urbanizzazione del quartiere di Pianura, Soccavo, Bagnoli e Fuorigrotta è stato trasformato in un grosso collettore fognario a funzionamento misto. Esso rappresenta il più importante collettore a servizio della zona occidentale della città di Napoli. La sua origine è in località Case Puntellate ed attraversa Via Pigna, Via Epomeo,

i quartieri di Soccavo e Fuorigrotta, l'ex area industriale dell'Italsider e, in corrispondenza di Via Leonardi Cattolica, devia verso l'impianto di pretrattamento, sollevamento e scarico di Coroglio.

L'Arena S. Antonio è oggi quasi tutto tombinato tranne in alcuni tratti terminali dove è ancora un canale a cielo aperto.

Tale trasformazione costituisce la principale causa di tutte le criticità che sono state individuate lungo il collettore.



L'inadeguatezza idraulica del collettore soprattutto nelle aree di valle (Soccavo e Fuorigrotta) è ascrivibile, infatti sia alla mutata morfologia del bacino drenato (prima prevalentemente caratterizzato da aree naturali) sia alle variazioni piano altimetriche apportate al collettore, variazioni per le quali è stata privilegiata la situazione urbanistica al contorno piuttosto che le caratteristiche della via d'acqua.

Il complessivo bacino idrografico dell'Arena Sant'Antonio comprende una superficie di 2.100 ha la cui asta principale riceve lungo il suo lungo percorso le immissioni di numerose fognature miste secondarie.

In particolare, all'Arena Sant'Antonio contribuiscono 15 sottobacini (per un totale di 1.124 ha, escluso il bacino di Pianura); alla collettrice di Pianura afferiscono 3 grossi sottobacini (a loro volta suddivisi in 12 sottobacini più piccoli) per un totale di 661 ha e all'Emissario di Bagnoli afferisce in testa un unico bacino di 315 ha più la portata scolmata in via Cinthia.

Ne consegue che il collettore nella zona terminale del suo tracciato è caratterizzato da soventi (periodo di ritorno circa 2 anni) fenomeni di andata in pressione che, nel caso di Via Ben Hur, sfociano nel collasso della struttura (caratterizzata da un ricoprimento nullo) con allagamento della zona depressa di Via Ben Hur, compresa tra il Ponte di Via Epomeo e il Ponte della Circumflegrea.

La progettazione e la sistemazione di tale collettore è trattata in altra parte del progetto a cui si rinvia.

2. IL SISTEMA FOGNARIO NEL PROGETTO PFTE

2.1. CRITERI GENERALI

Il sistema fognario a servizio delle aree tematiche del SIN è previsto nel progetto PFTE, nel rispetto del DPCM 4 marzo 1996, pubblicato su Supplemento Ordinario n. 47 alla G.U. n. 62 del 14 marzo 1996 ed in particolare al punto 8.3.2 dell'allegato 1/8¹, di tipo "separato".

In particolare, l'area servita è stata progettata nel PFTE prevedendo:

1. una rete fognaria per la raccolta delle acque bianche dei lotti;
2. una rete fognaria nera a servizio esclusivamente dei lotti fondiari;
3. una rete fognaria per la raccolta delle acque delle strade.

La prima rete è stata progettata secondo il principio dell'invarianza idraulica, la seconda sulla base di previsioni di antropizzazione delle fondiari da servire e l'ultima sul principio della laminazione e filtrazione nei nuovi tratti stradali di progetto delle acque meteoriche raccolte in falda o in emissari esistenti a funzionamento misto.

Le reti di smaltimento convogliano le acque nere e le acque meteoriche distintamente oppure congiuntamente (rete di tipo misto) in funzione dei recapiti esistenti:

- fogna separata con recapito finale separato;
- fogna mista con recapito nei collettori misti esistenti.

L'intero sistema di smaltimento acque reflue prevede i seguenti punti di recapito:

- una vasca di accumulo e sollevamento VAS 1 al centro di via Coroglio;
- una vasca di accumulo e sollevamento VAS2 all'incrocio tra via Coroglio e la parallela a via Nuova Bagnoli;
- una vasca di accumulo e sollevamento VAS Nisida;
- il collettore Arena S. Antonio.;
- l'emissario Coroglio;

¹ 8.3.2. Fognatura separata

Nelle zone di nuova urbanizzazione e nei rifacimenti di quelle preesistenti si deve di norma, salvo ragioni tecniche, economiche ed ambientali contrarie, prevedere il sistema separato. In tali zone si prevede l'avvio delle acque di prima pioggia nella rete nera se compatibile con il sistema di depurazione adottato. Vanno inoltre effettuate la grigliatura e la dislocazione delle acque bianche dimensionando le relative opere sulla base dei valori di portata calcolati con un tempo di ritorno pari ad un anno.

- il collettore di Pianura.

2.2. RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE BIANCHE

Anche se non esisteva al momento della stesura del PFT in Campania una normativa specifica sulla gestione dei deflussi meteorici all'interno delle fondiari da immettere nelle reti fognarie di progetto, la raccolta e lo smaltimento delle acque bianche è stato concepito sul principio dell'invarianza idraulica.

I principi ispiratori del drenaggio urbano sostenibile e dell'invarianza idraulica prevedono il controllo dei deflussi meteorici "a monte", cioè presso le stesse aree di formazione dei deflussi, mediante immagazzinamento e infiltrazione locali, senza quindi generare nuove portate meteoriche da smaltire "a valle" nelle reti fognarie di valle.

Tali criteri, da adottare anche in fase di progettazione definitiva, sono sicuramente quelli più recenti in ambito internazionale e nazionale e prevedono che ogni area soggetta a riduzione di permeabilità rispetto alle preesistenti condizioni naturali sia al suo interno dotata di misure di laminazione e/o di infiltrazione atte nel loro complesso a evitare che la medesima area invii nella rete di drenaggio portate meteoriche maggiori di quelle commisurate alle preesistenti condizioni naturali.

Conseguentemente la nuova urbanizzazione nell'area SIN Bagnoli - Coroglio deve assicurare che il carico idraulico generato dalle acque meteoriche di tempi di ritorno 50 anni che graveranno sulla rete a causa dell'incremento di superficie impermeabile sia gestito (laminato e/o infiltrato) interamente all'interno delle singole fondiari del SIN e nel rispetto del valore limite delle portate inviate nel ricettore finale **pari a 10 l/s per ettaro di superficie impermeabile** (% scolante fondiaria = 40%; % scolante parcheggio 75%; coeff. deflusso 0,9%), in aderenza ai principi già in vigore in diverse normative regionali italiane o estere (vedi normativa Regione Lombardia: Legge regionale n.4 del 15 marzo 2016 e Regolamenti n. 7/2017 e n. 8/2019 attuativi dell'invarianza idrologica e idraulica).²

² "Il regolamento regionale 23 novembre 2017 - n. 7, aggiornato nel 2019, della Regione Lombardia norma i criteri ed i metodi da applicare nella realizzazione degli interventi di trasformazione o di manutenzione di aree di un territorio comunale.

Il principio della invarianza idraulica consiste nel realizzare la trasformazione di un'area (tipicamente da verde a urbanizzata) in modo da non provocare un aggravio della portata di piena delle acque meteoriche di dilavamento della superficie scolante recapitanti nel corpo idrico recettore.

Le misure compensative correntemente messe in atto per conseguire l'invarianza idraulica consistono nella predisposizione di volumi di invaso che consentano la laminazione delle piene, intendendo con tale termine la ritenzione e l'accumulo dell'acqua addotta al corpo idrico durante i picchi di pioggia ed il suo successivo rilascio o in rete o in falda in modo da non superare mai la portata di target che in genere coincide con quella preesistente alle opere di trasformazione dell'area.

Il regolamento precisa ed illustra i principi generali da rispettare in fase progettuale

Va ricordato comunque che le Direttive e le Norme che nel corso degli anni la Regione Campania ha emanato sono anche loro mirate alla difesa del suolo. In particolare, la Regione Campania, con D.G.R. n. 1220 del 06.07.2007, ha adottato il PTA 2007 e con successiva D.G.R. n. 830 del 28.12.2017 ha approvato gli indirizzi strategici per la pianificazione della tutela delle acque in Campania. Ai sensi dell'art. 121 del D. Lgs. n. 152/2006, la Giunta regionale con D.G.R. n. 433 del 03/08/2020 ha adottato la proposta di aggiornamento del Piano di Tutela delle Acque della Regione Campania. La proposta inviata, ai sensi dell'art. 121, comma 5, del D. Lgs. n. 152/06, all'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale ed al Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare ha acquisito il parere favorevole dell'Autorità di Distretto sul PTA. Il piano PTA è stato integrato ed aggiornato secondo le prescrizioni dello stesso Distretto, e con D.G.R. n. 440 del 12.10.2021 approvato dalla Regione Campania.

Con l'approvazione del Piano di Tutela delle Acque la Regione Campania ha di fatto confermato tale indirizzo tecnico ed ha stabilito alcuni principi di base³ a cui poter far riferimento quale misura per la mitigazione del rischio idrogeomorfologico.

In definitiva nel PFTE la gestione del rischio in presenza di nuove espansioni edilizie comportanti nuove impermeabilizzazioni del suolo è stata regolamentata sul principio di *"trattenere e infiltrare localmente"* per ottenere i seguenti benefici ambientali:

- 1) *la trattenuta e l'infiltrazione diffusa a monte tramite infrastrutture verdi determina la rimozione per adsorbimento di molte sostanze inquinanti per mezzo di apparati vegetali opportunamente selezionati e gestiti per il rivestimento delle strutture di laminazione e infiltrazione;*
- 2) *la trattenuta e l'infiltrazione diffusa a monte riduce drasticamente le acque meteoriche che dilavano le superfici stradali e le reti fognarie e che vengono scaricate nei ricettori tramite gli scaricatori di piena con il loro pesante contributo inquinante;*
- 3) *la separazione e la gestione locale delle acque meteoriche conducono anche ad una maggiore concentrazione dei reflui collettati dalle reti fognarie con conseguente maggiore efficienza degli impianti di depurazione.*

Su detti principi è stato fissato nel RFTE il valore che le singole unità potranno immettere nei collettori, valori

3 - "nelle aree esenti da emissioni derivanti da traffico automobilistico (tetti e coperture di qualsiasi natura purché esenti da presenza di autoveicoli, viabilità e parcheggi interni alle aree residenziali e alberghiere) tutte le acque meteoriche (di prima e seconda pioggia) dovranno pervenire in aree verdi di laminazione e infiltrazione, sul suolo o sulle coperture, atte all'immagazzinamento e infiltrazione in loco dei deflussi meteorici calcolati per eventi meteorici di tempo di ritorno 30 - 50 anni e comunque imponendo che nel loro eventuale scarico nella rete di recapito sia immessa una portata non maggiore del valore limite massimo ammissibile di 10 l/s per ettaro impermeabile;

riportati nella tabella che segue:

Portate acque bianche VAS 1.						
Area Tematica	ID_Intervento	Superficie Fondiaria (mq)	Superficie Parcheggio (mq)	Superficie Stradale (mq)	Area Scolante (mq)	Portata acque bianche (l/s)
1a	Via Coroglio - Ramo Sud	0	0	3.155	2.840	2,84
1a	Parcheggio P7	0	27.500	0	18.563	18,56
1b1	1b1_TR	41.835	0	0	16.734	16,73
1b2	1b2_TR	20.993	0	0	8.397	8,40
1d	1d_R	5.844	0	0	2.338	2,34
1e1	1e1_TS	14.144	0	0	5.658	5,66
1e2	1e2_TA	14.217	0	0	5.687	5,69

Portate acque bianche VAS 2.						
Area Tematica	ID_Intervento	Superficie Fondiaria (mq)	Superficie Parcheggio (mq)	Superficie Stradale (mq)	Area Scolante (mq)	Portata acque bianche (l/s)
1a	Piazza Archeologica (1a_C2-1a_C3-1a_C4)	2.500	0	0	1.000	1,00
1a	CRIMA (ex-Turtle Point)	0	0	0	4.100	4,10
1a	Strada accesso CRIMA	0	0	2.896	2.607	2,61
1a	Via Coroglio - Ramo Nord	0	0	3.249	2.924	2,92
1a	Parcheggio P1	0	18.700	0	12.623	12,62
1a	Parcheggio P2	0	7.000	0	4.725	4,73
1a	Parcheggio P3	0	11.700	0	7.898	7,90
1f	1f_R	28.637	0	0	11.455	11,45
1a	Strada tra la Rotonda A e la Rotonda B	0	0	3.641	3.277	3,28
2a1	2a1_R	40.701	0	0	16.280	16,28
2a1	2a1_CR	0	0	0	0	0,00
2a2	2a2_C	28.816	0	0	11.526	11,53
2a2	2a2_TA	0	0	0	0	0,00
2a	Parallela via Nuova Bagnoli + strade confluenti + Rotonda A	0	0	13.617	12.255	12,26

Portate acque bianche						
Area Tematica	ID_Intervento	Superficie Fondiaria (mq)	Superficie Parcheggio (mq)	Superficie Stradale (mq)	Area Scolante (mq)	Portata acque bianche (l/s)
	Parcheggio P8		9.000		6.075	6,08
	Rotonda C + via L. Cattolica			17.444	15.699	15,70
3	3a_C					
3	3a_IS	35.926			14.370	14,37
3	3a_TR					
3	3g1_R	14.652			5.861	5,86
3	3g2_R					
3	3g2_C	19.273			7.709	7,71
3	3g4_C					
3	3g4_TA	36.075			14.430	14,43
	Strada di accesso a Cabina Primaria			9.413	8.471	8,47

Portate acque bianche						
Area Tematica	ID_Intervento	Superficie Fondiaria (mq)	Superficie Parcheggio (mq)	Superficie Stradale (mq)	Area Scolante (mq)	Portata acque bianche (l/s)
1a	1a_CR3	20.000	0	0	8.000	8,00
1a	1a_CR4	15.000	0	0	6.000	6,00

Portate acque bianche Nisida.						
Area Tematica	ID_Intervento	Superficie Fondiaria (mq)	Superficie Parcheggio (mq)	Superficie Stradale (mq)	Area Scolante (mq)	Portata acque bianche (l/s)
	Strada di accesso a Nisida			9.953	8.958	8,96

Per il dimensionamento delle reti si è previsto l'utilizzo di tubazioni corrugate in PEAD ad alta densità di diametro DN variabili da 250 a 500 mm.

2.3. RACCOLTA, CONVOGLIAMENTO E SMALTIMENTO ACQUE NERE

Il sistema di collettamento delle acque nere prevede in gran parte dell'area di intervento la realizzazione di collettori fognari separati ad eccezione per aree tematiche 3 e 4 che confluiscono in collettori misti.

Per il dimensionamento delle reti nere in progetto si è stimato un fabbisogno idrico di 325 l/g A.E. (coff. afflusso Fogna Nera 0,8) e si sono utilizzate sempre tubazioni corrugate in HDPE di diametri variabili tra DN 250 e DN 500.

Il sistema di raccolta delle acque nere prevede la realizzazione di due vasche di sollevamento.

Una prima vasca di accumulo e sollevamento al centro di via Coroglio (VAS1) che raccoglie sia le acque nere delle fondiarie lato sud di via Coroglio, sia le acque bianche della stessa area sia le acque stradali della nuova sistemazione stradale del tronco sud di via Coroglio. Tutte le acque vengono raccolte in una unica vasca e rilanciate all'impianto di pretrattamento e sollevamento di Coroglio mediante tubazione premente in PEAD DN315.

Una seconda vasca di accumulo e sollevamento è prevista all'incrocio tra via Coroglio e la parallela a via Nuova Bagnoli (VAS2). In questa vasca trovano recapito anche le acque bianche della stessa area e le acque stradali della nuova sistemazione del solo tronco iniziale di via Coroglio. Tutte le acque raccolte in questa unica vasca vengono sollevate e rilanciate verso l'Emissario di Cuma mediante una condotta in pressione in PEAD nero di DN400.

<i>Portate acque nere VAS 1.</i>				
Area Tematica	ID_Intervento	Abitanti Equivalenti	Portata acqua nera media	Portata acqua nera di punta 5Q
1a	Waterfront Sud (1a_CR2)	50	0,15 l/s	0,75 l/s
1b1	1b1_TR	350	1,05 l/s	5,27 l/s
1b2	1b2_TR	400	1,20 l/s	6,02 l/s
1d	1d_R	250	0,75 l/s	3,76 l/s
1e1	1e1_TS	50	0,15 l/s	0,75 l/s
1e2	1e2_TA	350	1,05 l/s	5,27 l/s

<i>Portate acque nere VAS 2.</i>				
Area Tematica	ID_Intervento	Abitanti Equivalenti	Portata acqua nera media	Portata acqua nera di punta 5Q
1a	Waterfront Nord (1a_CR)	1050	3,16 l/s	15,80 l/s
1a	1a_C	50	0,15 l/s	0,75 l/s
1a	Piazza Archeologica (1a_C2-1a_C3-1a_C4)	300	0,90 l/s	4,51 l/s
1a	CRIMA (ex-Turtle Point)	0	0,00 l/s	1,12 l/s
1f	1f_R	400	1,20 l/s	6,02 l/s
2a1	2a1_R	600	1,81 l/s	9,03 l/s
2a1	2a1_CR	50	0,15 l/s	0,75 l/s
2a2	2a2_C	200	0,60 l/s	3,01 l/s
2a2	2a2_TA	1300	3,91 l/s	19,56 l/s
1a	1a_CR3	800	2,41 l/s	12,04 l/s
1a	1a_CR4	650	1,96 l/s	9,78 l/s

<i>Portate acque nere Area 3</i>				
Area Tematica	ID_Intervento	Abitanti Equivalenti	Portata acqua nera media	Portata acqua nera di punta 5Q
3a	3a_C	50	0,15 l/s	0,75 l/s
3a	3a_IS	300	0,90 l/s	4,51 l/s
3a	3a_TR	350	1,05 l/s	5,27 l/s
3g1	3g1_R	350	1,05 l/s	5,27 l/s
3g2	3g2_R	650	1,96 l/s	9,78 l/s
3g2	3g2_C	50	0,15 l/s	0,75 l/s
3g4	3g4_C	350	1,05 l/s	5,27 l/s
3g4	3g4_TA	1300	3,91 l/s	19,56 l/s

<i>Portate acque nere Area 4</i>				
Area Tematica	ID_Intervento	Abitanti Equivalenti	Portata acqua nera media	Portata acqua nera di punta 5Q
4a1	4a1_TR	300	0,90 l/s	4,51 l/s
4a2	4a2_TR	550	1,66 l/s	8,28 l/s

2.4. RACCOLTA, CONVOGLIAMENTO E SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

Per lo smaltimento delle acque meteoriche l'intera area è stata divisa in diverse sotto-aree prevedendo per ognuna di queste un proprio punto di recapito finale. In due nuovi tratti stradali all'interno del parco il progetto prevede la realizzazione di due vasche di laminazione e/o di filtrazione delle acque meteoriche in falda. In tutti gli altri interventi di nuova sistemazione stradale all'interno del parco la raccolta delle acque è stata affidata a sistemi fognari di tipo misto con recapiti nei collettori fognari esistenti nell'area.

2.5. DESCRIZIONE DELLE RETI

La scelta del tracciato dei collettori principali al servizio di ogni singola area fondiaria è stata eseguita in funzione dell'orografia della zona e del recapito finale in grado di ricevere il nuovo contributo, preferendo, ove possibile, reti fognarie con funzionamento a gravità.

Una prima rete si sviluppa lungo l'Asse 3 di progetto e prevede un sistema di raccolta (acque nere e meteoriche) in alcuni tratti separati ed in altri tratti misti con recapito nell'impianto di sollevamento VAS 1. In tale rete è previsto l'utilizzo di una tubazione PEAD DN315 per le acque nere e di una tubazione PEAD DN400 per le acque meteoriche. Entrambe le fognature sono alloggiare all'interno di un cunicolo dei sottoservizi.

Una seconda rete di smaltimento, costituita da un sistema separato di raccolta acque nere e meteoriche, si sviluppa lungo via Coroglio e confluisce nella vasca VAS 2. I due collettori principali sono posati all'interno di un cunicolo tecnologico e si sviluppano lungo due rami:

- la parallela di via nuova Bagnoli;
- il tratto nord di via Coroglio.

Nel tratto nord di via Coroglio è prevista la posa di n. 2 tubazioni PEAD DN315, una per la raccolta delle acque nere e l'altra per la raccolta delle acque meteoriche. Il ramo lungo l'Asse 3 con origine alla rotonda B, raccoglie i reflui dell'area tematica 1f, prima di inserirsi nel cunicolo tecnologico e di qui confluire nella vasca VAS 2. Il collettore delle acque meteoriche che ha origine in corrispondenza della rotonda B è costituito nel primo tratto da una tubazione in PEAD DN250 fino alla rotonda A, di qui prosegue con un collettore PEAD DN400.

Dopo l'immissione della fogna proveniente dal CRIMA (collettore PEAD 250), il collettore continua a tubazione DN500 fino alla vasca di invarianza VAS 2.

Analogamente la rete di acque nere ha origine presso l'1f con un collettore PEAD DN250 fino al punto di innesto del collettore proveniente dal CRIMA (collettore PEAD 250) per continuare con un collettore PEAD DN450 fino

alla vasca VAS 2.

L'area tematica 3 è servita da una rete di smaltimento reflui di tipo mista e corre lungo la circonvallazione della caserma di Cavalleria fino ad immettersi nel collettore misto "Emissario di Coroglio. Il collettore principale prevede l'impiego di tubazioni in pead in un primo tratto di DN315 ed in un secondo tratto di DN500.

L'area tematica 4 è prevista servita da una rete di smaltimento di tipo misto. I reflui delle due sottoaree 4a1 e 4a2 vengono raccolti in due distinti pozzetti e recapitati con tronchi PEAD DN315 nell'emissario di Pianura.

Per il futuro sviluppo dell'isola di Nisida, in previsione di un allaccio con recapito in vasca di accumulo e di sollevamento, opere al momento escluse dal progetto, in progetto si anticipa la posa di una tubazione premente PEAD DN 200 dal limite dell'area SIN al all'impianto di pretrattamento e sollevamento di Coroglio.

Infine, i reflui dell'area tematica 9 ed in particolare del Parco dello Sport trovano recapito nell' "Emissario Coroglio", mentre non sono previsti interventi sul collettore di via Leonardi Cattolica.

Completano la rete i tratti in pressione a valle della due vasche di sollevamento VAS1 e VAS2 di cui si è illustrato in precedenza.

Le acque della VAS 1 vengono rilanciate all'impianto di pretrattamento e sollevamento di Coroglio mediante una tubazione PEAD DN 315 installata all'interno del cunicolo tecnologico.

Le acque della vasca di sollevamento VAS 2 sono rilanciate all'emissario di Cuma utilizzando una tubazione esistente che corre lungo via Campi Flegrei passando per piazza Bagnoli.

Il materiale previsto per le tubazioni nei tratti a gravità è, nella proposta progettuale di fattibilità, nei tratti funzionanti a gravità, il polietilene ad alta densità polietilene alta densità (PE a.d.) e/o polipropilene per condotte di scarico interrate non in pressione. La tubazione è quella realizzata per coestrusione continua di due pareti: quella interna liscia di colore azzurro per facilitare l'ispezione visiva e con telecamere, quella esterna corrugata di colore nero.

Il materiale previsto nella costruzione delle fogne, nei tratti funzionanti a pressione a valle dei sollevamenti, è, nella proposta progettuale di fattibilità, il polietilene alta densità PE100-RC a parete liscia solida per reti di trasporto acque di scarico civili o industriali in pressione.

3. VARIANTI INTRODOTTE NEL PROGETTO DEFINITIVO

3.1. CONSIDERAZIONI GENERALI.

Nel rispetto di quanto prevede la normativa vigente si è proceduto alla elaborazione del progetto definitivo delle opere comprese nel PFTE secondo quanto previsto dall'art. 24 del DPR 207/2010 il quale specifica che:

"1. Il progetto definitivo, redatto sulla base delle indicazioni del progetto preliminare approvato e di quanto emerso in sede di eventuale conferenza di servizi, sviluppa gli elaborati grafici e descrittivi nonché i calcoli ad un livello di definizione tale che nella successiva progettazione esecutiva non si abbiano significative differenze tecniche e di costo."

Pertanto, nel corso dello svolgimento dell'incarico il RTP ha avviato un confronto continuo e collaborativo sia con la Stazione Appaltante sia con i soggetti gestori delle opere per la definizione sia di eventuali varianti da apportare al PFTE sia, di eventuali varianti ai tracciati ipotizzati in fase di progettazione di fattibilità.

A conclusione di detta attività di confronto le parti hanno concordato sui principi generali da adottare nella fase di progettazione definitiva. In particolare, le parti hanno convenuto che i principi generali dello smaltimento delle acque meteoriche, bianche e nere restavano quelli del PFTE cioè tre reti fognarie di raccolta delle acque e che comunque era necessario introdurre alcune varianti migliorative allo schema iniziale delle tre reti fognarie.

In particolare, le parti hanno convenuto di apportare migliorie allo schema generale sui seguenti punti:

1. sugli schemi funzionali delle reti e conseguentemente dei tracciati;
2. sull'utilizzo di materiali e diametri delle tubazioni in grado di dare maggiore affidabilità in fase di esercizio.

In merito alla rete dei cunicoli si segnala che nel corso delle riunioni tenutesi con i vari enti gestori dei sottoservizi, questi ultimi hanno chiesto, per motivi di semplicità e sicurezza gestionale, di non allocare le tubazioni fognarie ed idriche all'interno dei previsti cunicoli. Per cui tutte le tubazioni ed opere accessorie sono state posate prevalentemente al di sotto dei tratti stradali in scavo e successivamente rinterrati.

3.2. VARIANTI ALLA RETE FOGNARIA

Si ricorda che lungo il nuovo Asse 3 nel PFTE di progetto era previsto un sistema separato di raccolta con una doppia rete fognaria, nera e bianca, a servizio delle fondiarie con recapito delle nere nell'impianto di sollevamento in prossimità dell'incrocio con via Coroglio, denominato vasca VAS 2. Completava il sistema

fognario dell'Asse 3 una fogna a servizio del tratto iniziale della strada che partendo dalla rotonda A situata presso l'attuale ingresso al Parco, immetteva le acque stradali raccolte lungo il percorso nella vasca Vinv1 e da questa nella fogna bianca a servizio delle fondiarie.

Subito a valle della Vinv1 aveva inizio una nuova fogna a servizio delle acque della strada che terminava nella vasca Vinv2. Le acque convogliate nella VAS2 e venivano sollevate nell'emissario di Cuma. Nello stesso impianto trovavano recapito due tronchi fognari paralleli separati che partendo dal fosso Bianchettaro raccoglievano rispettivamente le acque nere e le acque bianche delle fondiarie e del parcheggio P1.

In tali tratti era prevista la posa delle tubazioni all'interno del cunicolo tecnologico e l'utilizzo di tubazioni PEAD DN315 per le acque nere e di tubazioni PEAD DN400 per le acque meteoriche.

Nell'area sud di via Coroglio il PFTE prevedeva la realizzazione sempre di due condotte fognarie separate con inizio poco a valle dell'incrocio con via Nisida e termine a metà di via Coroglio dove un nuovo impianto di sollevamento denominato VAS1 provvedeva a sollevare ed a rilanciare entrambe le acque lungo via Coroglio e via Leonardi Cattolica fino all'impianto di pretrattamento e sollevamento dell'Hub Coroglio.

A servizio dell'area tematica 3 il PFTE prevedeva la realizzazione di una rete di smaltimento delle acque di tipo mista che correva lungo la circumpollazione della caserma di Cavalleria fino ad immettersi nel collettore misto "Emissario di Coroglio". In detto tratto era previsto l'impiego di tubazioni in pead con diametri in un primo tratto di DN315 ed in un secondo tratto di DN500.

Nell'area tematica 4 era prevista la realizzazione di una rete di smaltimento di tipo misto che, con tronchi in PEAD DN315, raccoglieva attraverso due distinti pozzetti i reflui delle due sottoaree 4a1 e 4a2 e li recapitava nella "collettrice di Pianura".

Infine, i reflui dell'area tematica 9 ed in particolare del Parco dello Sport trovavano recapito nell'"Emissario Coroglio", mentre non erano previsti interventi sul collettore di via Leonardi Cattolica.

Avviata la progettazione definitiva dopo un ampio ed approfondito confronto tra il RTP affidatario della progettazione definitiva con i tecnici della Stazione Appaltante, dell'Ufficio Fognature del Comune di Napoli, inizialmente gestore delle rete fognarie, e successivamente con i tecnici dell'ABC, subentrata al Comune di Napoli nella gestione della rete si conveniva di apportare alcune varianti allo schema fognario del PFTE.

In particolare:

- il Comune di Napoli richiedeva nei tratti di nuova realizzazione e nei tratti in ampliamento di prevedere sempre la realizzazione di fogne separate e di tenerle al di fuori del cunicolo previsto;

- la società ABC chiedeva di allocare fuori dal cunicolo le tubazioni della rete idrica e di tenere conto di un intervento di straordinaria manutenzione in fase di esecuzione.

3.3. RETI FOGNE STRADALI.

Per le fogne stradali la nuova proposta presentata per l'Asse 3 prevede la realizzazione di un primo tratto che ha origine in corrispondenza della rotatoria B presso l'attuale ingresso del Parco e termina in corrispondenza della rotatoria A dell'Asse 3. Le acque stradali raccolte in tale tratto vengono immesse nella vasca di laminazione Vinv 1 a cui è affidato il compito di smaltire le acque meteoriche attraverso un sistema di infiltrazione nel terreno sottostante. Naturalmente nel rispetto della normativa vigente a monte dell'immissione è stata posizionata la vasca di raccolta delle acque di prima pioggia VPP2 per evitare qualsiasi inquinamento della falda sottostante. Il materiale impiegato nel tratto è una tubazione in PEAD DN315 fino alla rotonda A

Subito a valle della rotatoria A ha origine una nuova fogna stradale che raccoglie le acque meteoriche dell'intero Asse 3 e di suoi rami confluenti fino ad immettersi nella vasca Vinv 2 a cui è affidato il compito di laminare e filtrare le acque meteoriche. Anche in questo caso nel rispetto della normativa vigente a monte dell'immissione è stata posizionata la vasca di raccolta delle acque di prima pioggia VPP1 per evitare qualsiasi inquinamento della falda sottostante. La vasca è stata dotata di uno sfioro di emergenza in grado di smaltire in emergenza la massima portata in arrivo nell'esistente Fosso Bianchettaro.

La rete fognaria dell'Asse 2.2 è stata progettata sui principi richiesti dal Comune di Napoli per cui nelle strade interessate dall'intervento sono state posizionate anche le fogne separate delle acque bianche e delle acque nere. La rete ha origine presso la rotatoria B e devia in corrispondenza della rotatoria C. Il collettore prosegue lungo via Leonardi Cattolica per immettersi nell'esistente "Emissario di Coroglio". Quest'ultimo collettore funziona da fognatura mista per cui l'immissione della rete stradale avviene direttamente senza la separazione delle acque di prima pioggia. Lungo il percorso nel collettore si immettono le acque degli Assi 4 e 5 che rappresentano il sistema fognario a servizio dell'Area tematica 3.

Altra rete fognaria a servizio della nuova rete stradale di progetto è quella in via Leonardi Cattolica. Tale collettore stradale si è reso necessario per il nuovo assetto stradale previsto nel progetto definitivo. L'adeguamento ed allargamento della sede stradale ha richiesto la necessità di realizzare una nuova rete fognaria per lo smaltimento delle acque stradali con origine presso la Rotatoria C ed immissione nell'"Emissario di Coroglio" in corrispondenza della opera di deviazione di quest'ultimo all'altezza del nuovo Hub di Coroglio. Anche in questo caso l'immissione della rete stradale avviene direttamente senza la separazione delle acque di

prima pioggia.

Nell'ambito delle nuove sistemazioni stradali previste in progetto ricade la riconfigurazione della strada di via Nisida individuata con la sigla Asse 1.2. Tale opera si è resa necessaria in quanto la strada esistente risulta in gran parte interessata dal tratto finale di sbocco a mare del collettore Arena Sant'Antonio. La rete fognaria che si sviluppa lungo l'Asse 1.2 ha origine poco dopo la rotatoria D e termina con lo sbocco a mare. Prima dello scarico finale nel rispetto della normativa vigente è stata posizionata a monte la vasca di raccolta delle acque di prima pioggia VPP2 con trattamento di queste ultime e successivo scarico a mare.

Completano il gruppo delle fogne stradali altri piccoli tratti per la cui illustrazione si rinvia alla planimetria specifica.

3.4. RETI FOGNE NERE

Sulla base dei principi innanzi indicati (separazione netta delle portate nere da quelle stradali) in questa fase progettuale si è previsto un nuovo schema fognario per la rete nera lungo le arterie stradali Asse 2.1, Asse 3 e via Coroglio. In particolare, si è previsto di realizzare un unico collettore nero che con inizio presso la fondiaria 1f prosegue lungo la l'Asse 3 per poi trasferire le acque lungo via Coroglio nell'impianto di sollevamento S2. Lungo tutto il percorso la collettrice nera raccoglie le acque delle fondiarie all'interno del parco nonché tutti gli scarichi dei lotti di futura realizzazione lungo le strade attraversate. Nel rispetto di quanto previsto nel progetto di fattibilità la rete è stata proporzionata secondo i criteri descritti nei precedenti paragrafi e il collettore è stato dimensionato secondo i valori prestabiliti in fase iniziale. Va ricordato inoltre che ogni fondiaria dovrà dotarsi di un pozzetto di consegna prima dell'immissione nella rete e che sarà onere dei frontisti provvedere ad allacciarsi anche con eventuali impianti di sollevamento al collettore nero.

Nell'impianto di sollevamento S2 trovano recapito anche le acque nere dei lotti fondiari lungo il lato sud di via Coroglio nonché quelli provenienti da via Nisida. Va segnalato che in questa fase progettuale non è prevista l'allaccio della rete di monte proveniente da Nisida ma solamente le opere per la predisposizione in futuro dell'allaccio.

La soluzione proposta, approvata in fase di progettazione dalla Stazione Appaltante, semplifica notevolmente la soluzione iniziale e concentra in un unico impianto di sollevamento il punto di rilancio dei reflui verso il recapito finale rappresentato dall'HUB di Coroglio. Inoltre, poiché tutte le acque nere trovano recapito nella vasca finale S2 con questa soluzione si evita qualsiasi possibilità di mescolamento tra le acque stradali e quelle bianche provenienti dai lotti fondiari. Inoltre, consente di ridurre le portate da sollevare, di rispettare la richiesta del

Comune di Napoli e specialmente di evitare di realizzare la lunga condotta di sollevamento che dall'impianto di sollevamento S1 doveva portare i reflui stradali e le acque meteoriche del tratto servito fino all'emissario di Cuma, non risultando l'esistenza di collettori in esercizio.

Le acque recapitate nell'impianto di sollevamento S2 vengono sollevate a quota necessaria per superare la barriera del collettore ASA e da qui convogliate a gravità nell'HUB di Coroglio.

Altro ramo di progetto è la fognatura nera a servizio del distretto 3. La fognatura raccoglie lungo il percorso tutti gli scarichi delle fondiari del Distretto 3 per poi proseguire lungo l'Asse 2.2 fino alla rotatoria C dove devia in via Leonardi Cattolica. Il collettore prosegue fino al nuovo HUB di Coroglio dove le acque vengono immesse nella nuova deviazione dell'Emissario di Coroglio.

Completano la rete nera i due tronchetti di collegamento delle due sotto aree 4a1 e 4a2 che partendo da due distinti pozzetti scaricano le acque delle fondiari nel collettore di Pianura. L'area tematica 4 è prevista servita da una rete di smaltimento di tipo misto

In questa fase progettuale, come da contratto, è stato graficizzato il collettore fognario a servizio dell'aria di Nisida anch'esso con recapito finale nell'impianto di sollevamento S2.

3.5. RETI FOGNE BIANCHE

Con la definizione di acque bianche si intendono le acque meteoriche provenienti dalle singole fondiari che attraverso un pozzetto di recapito finale sversano le acque non inquinate dei lotti. Tali immissioni, che dovranno essere realizzate dai futuri frontisti nel rispetto dei principi indicati nei precedenti paragrafi (controllo a monte delle portate da immettere in rete con valore fissato dal PFTE in 10 l/sec*ha quale portata massima scaricabile), dovranno essere prive di sostanze inquinanti.

Un primo collettore bianco è previsto lungo l'arteria stradale Asse 3 con inizio presso la fondiaria 2 per proseguire lungo la l'Asse 3 ed immettersi nella Vinv2. Lungo tutto il percorso il collettore raccoglie le acque delle fondiari all'interno ed all'esterno del parco.

Un secondo collettore bianco ha origine a sud di via Coroglio presso la Rotatoria D e raccogli tutte le acque dei lotti fondiari lungo il lato sud-ovest di via Coroglio. Al termine delle immissioni previste in progetto le acque bianche vengono sollevate attraverso l'impianto di sollevamento S1 in modo da poter scaricare a gravità nel Fosso Bianchettaro. Con questa soluzione le acque bianche non si mescolano con le nere e possono essere scaricate direttamente nel corso d'acqua esistente.

3.6. MATERIALI UTILIZZATI PER LE RETI FOGNARIE

Le principali caratteristiche che devono avere le tubazioni delle fognature non in pressione possono riassumersi nei seguenti punti:

- caratteristiche idrauliche costanti nel tempo a breve e lungo termine;
- perfetta tenuta bidirezionale delle giunzioni a breve e lungo termine;
- ottima resistenza ai carichi esterni;
- resistenza alle aggressioni chimiche ed elettrochimiche;
- adeguata resistenza alla pressione e temporanea sovrappressione interna;
- ridotta aderenza delle incrostazioni;
- facilità di pulizia con le moderne tecniche;
- facilità e rapidità di assemblaggio e di posa;
- ridotto costo di posa e manutenzione.

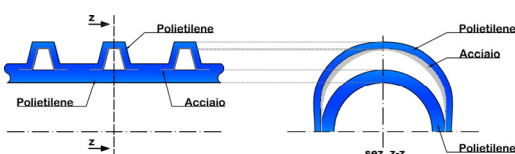
Le tubazioni in materiale plastico quali il polietilene ad alta densità (HDPE) ed il Polipropilene (PP) sono largamente impiegate da molti decenni per la realizzazione di condotte di scarico non in pressione, grazie alla resistenza del materiale anche in ambienti particolarmente aggressivi e alla facilità ed economicità della posa in opera.

Uno dei limiti principali che si è riscontrato per questi materiali è la maggiore deformabilità del tubo rispetto ad altri tipi di materiale (tubazioni rigide e semirigide). Ciò rende necessaria l'azione di supporto del terreno circostante per limitare le deformazioni e prevenire lo schiacciamento del tubo sotto i carichi esterni applicati.

Questo fenomeno è in qualche misura aggravato dal fatto che i materiali plastici hanno un comportamento meccanico di tipo visco-elastico e quindi mostrano sottocarico costante una deformazione progressivamente crescente nel tempo. Questo fenomeno è comunemente denominato "creep".

Per limitare le conseguenze di questo fenomeno, oggi esistono in commercio tubazioni di tipo spiralate in HDPE rinforzato con acciaio zincato all'interno della struttura del tubo. Il tubo in HDPE rinforzato con una spirale in acciaio, presenta un profilo di corrugazione spiralato, a differenza dei normali tubi corrugati ed una struttura

costituita da due strati di HDPE ai quali si interpone la spirale d'acciaio, come meglio mostrato in figura. Lo strato esterno, al quale compete la funzione di impartire rigidità alla struttura,



risulta quindi "rinforzato" dall'elemento in acciaio che è assente nel tubo corrugato tradizionale.

Il connubio tra detti materiali limita notevolmente gli effetti di "creep" ed inoltre la disposizione a spirale attenua l'effetto di singolarità geometrica dovuto alla presenza della corrugazione e quindi con notevoli benefici per quanto riguarda l'azione di sollecitazione flessionale.

Mentre per entrambe le tubazioni, lo strato interno, a diretto contatto con il fluido trasportato, possiede la stessa adeguata resistenza chimica e meccanica, ad esempio agli urti e all'abrasione dovuta al particolato trasportato, lo strato esterno, nel caso delle tubazioni spiralate unisce alle qualità del HDPE che garantisce adeguate caratteristiche chimiche e meccaniche anche l'adesione alla spirale metallica ottenuta attraverso l'applicazione di uno strato di "primer" sulla superficie del rinforzo metallico.

L'accoppiamento dell'anima in acciaio alle pareti in polietilene è ottenuto mediante fissaggio chimico continuo lungo tutta la parete in grado di assicurare la solidarietà polietilene-acciaio e la loro perfetta ed ininterrotta adesione.

Pertanto, in questa fase progettuale si è fatto ricorso per i tratti di minori diametri (fino al DN350) al polietilene ad alta densità (HDPE) mentre per i tratti con diametro maggiore si è previsti l'impiego di tubazioni composite.

Entrambe le tubazioni comunque sono disciplinate da normative dell'Ente Nazionale di Unificazione. In particolare:

- la norma UNIEN 13476-3 disciplina le tubazioni corrugate in PP ed è applicabile a tubi e raccordi con superficie interna liscia ed esternaprofilata, designata come "tipo B", con diametri DN/ID da 100 mm a 1200 mm, da utilizzare nel campo delle fognature e scarichi interrati non in pressione;
- la norma UNI 11434 disciplina le tubazioni spiralate in polietilene rinforzato con un componente inacciaio completamente incorporato nella parete , a superficie interna liscia per diametri (DN/ID) da 400 mm a 2500 mm ed è applicabile nel campodelle fognature.

Entrambe le normative fissano un valore limite dello scorrimento plastico (creep) differente, utilizzando il medesimo metodo di prova definito dalla norma UNI EN ISO 9967. Le prove evidenziano che entrambi i tubi recuperano parte della deformazione subita una volta rimosso il carico: però mentre il tubo corrugato dopo 48 giorni recupera circa un terzo della deformazione totale, il tubo spirato, invece, recupera completamente la forma iniziale già dopo 7 giorni. Il tubo spiralato, pertanto, pur essendo considerato deformabile, cioè meno rigido del terreno circostante, risulta estremamente più resistente all'ovalizzazione rispetto ad un normale tubo strutturato in materiale termoplastico. L'incremento di prestazioni meccaniche si traduce nel vantaggio

di ottenere una riduzione del peso della tubazione a parità di caratteristiche prestazionali.

Trattandosi di condotte fognarie e scarichi è assolutamente necessario che il sistema di giunzione garantisca un'efficienza ed un rendimento elevato e costante nel tempo. La giunzione dei tubi spiralati, che avviene con la sovrapposizione tra gli elementi "maschio" e "femmina" entrambi spiralati, conferisce un aumento di rigidità anulare rispetto alla tubazione in HDPE.

Relativamente al problema della corrosione va detto che i materiali polimerici non richiedono alcuna protezione nei riguardi di tale fenomeno in quanto non sono elettricamente conduttivi. A prevenzione di tale fenomeno l'anima in acciaio è realizzata con acciaio zincato ed è interamente ricoperta da un primer a base polietilenica che garantisce la perfetta omogeneità e saldabilità con le due pareti, interna ed esterna, in polietilene.

In definitiva in progetto, alla luce delle considerazioni innanzi illustrate, la scelta dei materiali da impiegare nelle tubazioni stradali sono è stata così orientata:

- per diametri nominali fino a 315 mm utilizzo di tubazioni corrugate in HDPE nel rispetto di normativa UNI esistente;
- per diametri nominali oltre 315 mm utilizzo di tubazioni spiralate in HDPE con anima di acciaio nel rispetto di normativa UNI esistente.

3.7. MATERIALI DEI POZZETTI



Nel progetto PFTE è previsto l'utilizzo per i pozzetti di ispezione e di confluenza delle tubazioni di manufatti di tipo prefabbricato, in calcestruzzo vibrocompresso di dimensione interna variabile da 100x100 cm a 120x120 cm.

In sede di studio del progetto definitivo il RTP, in base alla notevole esperienza acquisita "sul campo" attraverso la progettazione di opere fognarie ha previsto per i motivi di seguito illustrati in miglioria alla proposta progettuale di base, l'utilizzo di manufatti dello stesso materiale delle tubazioni.

E' ben noto, a chi opera nel campo delle progettazioni delle fogne, che la attuale molteplicità di tubazioni in materiale plastico è completata da una vasta gamma di pezzi speciali e pozzetti da abbinare alle tubazioni corrugate in polietilene di qualsiasi tipo.

La produzione è regolamentata da specifica certificazione UNI EN ISO 9001:2000 che detta i criteri per la

"Progettazione e produzione mediante stampaggio di raccordi, pezzi speciali e pozzetti in PE".

Il pozzetto è formato da un kit di innesto, composto da una guarnizione in EPDM e un bicchiere ad innesto. Grazie all'utilizzo di questo sistema è possibile realizzare gli allacci anche in una fase successiva alla posa della tubazione principale.

Sulla parete interna del pozzetto è saldata una scaletta costituita da montanti in polietilene e da gradini in acciaio rivestiti in polietilene.

Pertanto, per omogeneità di materiale e per la velocità con cui è possibile posare i pozzetti in progetto si è previsto l'utilizzo di questo tipo di pozzetto.

4. CALCOLO PORTATE E DIMENSIONAMENTO RETI FOGNARIE STRADALI

4.1. PREMESSE

Il punto di partenza per il dimensionamento dei collettori fognari è la stima delle portate massime da collettare in rete.

Le portate meteoriche consistono nelle massime portate al colmo che si possono verificare nelle sezioni significative della rete fognaria per effetto delle precipitazioni sul bacino. A seguito della scelta del livello di probabilità dell'evento, attraverso la definizione del tempo di ritorno, per ottenere la stima delle portate meteoriche di progetto si ricorre ad una schematizzazione dei processi idraulici e idrologici che avvengono nel bacino. Per l'aleatorietà della rete di drenaggio da progettare, i processi idraulici di propagazione non vengono considerati esplicitamente, ma inglobati nel processo idrologico di trasformazione afflussi-deflussi fino alla sezione di progetto considerata.

La stima delle massime portate pluviali è stata determinata utilizzando due modelli di calcolo normalmente utilizzati per tale studio e confrontati tra di loro:

1. modello cinematico;
2. modello del serbatoio lineare.

Per la determinazione delle portate si è fatto ricorso a fogli di calcolo all'uopo elaborati dalla Hysomar e sulla base dei valori ottenuti si è proceduto a dimensionare i manufatti fognari.

4.2. STUDIO IDROLOGICO

Come tutti i calcoli idraulici si è inizialmente proceduto allo studio idrologico dell'area per determinare, indipendentemente dal tipo di calcolo, la legge di pioggia a cui dimensionare la rete fognaria.

La modellazione matematica dei fenomeni idrologici-idraulici innescati dalle precipitazioni su un bacino urbano può assumere caratteri molto diversificati in relazione ai problemi da risolvere.

Un modello matematico, che voglia rappresentare esattamente i processi che determinano la formazione dei deflussi di piena in una fognatura, presuppone la conoscenza approfondita e sicura della distribuzione spaziale e temporale delle piogge sul bacino e del comportamento di ogni singola parte di quest'ultimo.

Occorrerebbe pertanto conoscere lo stato e le caratteristiche dei vari elementi che lo costituiscono (superfici scolanti, singoli elementi della rete drenante, ecc.), e il loro comportamento nel tempo. Inoltre, anche

conoscendo, per ipotesi, tutti tali elementi, per descrivere il movimento del liquido nei vari punti della rete, occorrerebbe utilizzare i complessi sistemi di equazioni differenziali alle derivate parziali.

Tuttavia, è possibile effettuare una simulazione dei fenomeni attraverso il ricorso a modelli matematici semplici, che possano rappresentare, in maniera approssimativamente equivalente, il comportamento globale del bacino presentando, però, il vantaggio della semplicità e della possibilità di essere definiti in maniera inequivocabile.

I modelli semplici di progetto indirizzati alla stima della portata al colmo sono quelli che, avendo una struttura molto semplice e un limitato numero di parametri, consentono di stimare la suddetta portata in funzione di grandezze descrittive dei fenomeni idrologici e idraulici che hanno, in via di principio, un preciso significato fisico e che pertanto sono divenuti giustamente gli strumenti più diffusi nella pratica progettuale. Essi sono in grado di rappresentare, sia pure in modo assai sintetico, i numerosi e complessi fenomeni di natura idrologica e idraulica che hanno sede in un bacino urbano nel corso delle precipitazioni, con lo scopo precipuo di valutare il massimo picco delle portate defluenti. Ai pochi parametri che caratterizzano questi modelli è quindi demandato il compito di riassumere tutti i fenomeni che si presentano da quando la precipitazione inizia a interessare il bacino fino a quando giunge a defluire nella sezione considerata.

Tali modelli passano attraverso due fasi. La prima riguarda l'individuazione della precipitazione di progetto, che si esplica attraverso:

- la determinazione della legge di probabilità pluviometrica, con assegnato periodo di ritorno;
- il ragguaglio sull'area del bacino della precipitazione;
- la determinazione del pluviogramma di progetto;
- la determinazione delle infiltrazioni nei suoli permeabili.

La seconda, invece, riguarda la rappresentazione della formazione della piena a seguito di:

- deflusso sulle superfici versanti;
- deflusso nella rete dei collettori.

La prima fase sintetizza lo sforzo tendente a determinare gli eventi meteorici critici che si potranno verificare sul bacino, con assegnata probabilità, in base ai dati pluviometrici registrati nell'area. La seconda fase, invece, riassume le modalità di evoluzione nel tempo delle portate nella complessa geometria delle superfici versanti, dei condotti e delle opere d'arte che costituiscono nel loro insieme la rete fognaria.

Alla luce di quanto fin qui detto, il primo elemento da assumere come parametro base nel dimensionamento di una rete fognaria risulta essere il periodo di ritorno da assegnare all'opera in oggetto.

Le fognature hanno carattere di investimento di natura sociale e ambientale, quindi non esplicitabile in termini economici; pertanto, il problema è di fatto ricondotto alla individuazione delle soluzioni tecniche alternative e, fra loro, quella meno costosa.

Spesso i sistemi fognari sono generalmente dimensionati per bassi valori del tempo di ritorno T (pari a 5 anni). In tali casi, essendo T ben minore della durata dell'opera N ($T \ll N$), sussiste in pratica la certezza che l'opera sarà in qualche occasione insufficiente.

In definitiva, essendo un'opera fognaria destinata a permanere in vita per molti decenni, quest'ultima si troverà soggetta, con probabilità abbastanza elevata, a sopportare eventi ben maggiori rispetto a quelli considerati per il dimensionamento.

Rientra pertanto nei contenuti di un buon progetto la ricerca dei criteri d'impostazione e delle soluzioni tecnologiche supplementari atti a fornire ampie riserve di sicurezza e garanzie di affidabilità.

Fissato il periodo di ritorno da adottare come base di calcolo, si procede alle successive valutazioni delle stime idrologiche.

4.3. LEGGE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA

Spesso, la realizzazione di un'opera interessa Comuni nei quali non si hanno misure dirette delle piogge effettive. In tali casi si ricorre a metodi indiretti di stima delle piogge e conseguentemente della portata di piena.

L'idrologia propone numerosi metodi in grado di fornire una stima delle portate di piena partendo dalle precipitazioni. Tali metodi cercano di interpretare i processi idrologici che si instaurano nel bacino, legando le precipitazioni h_t in ingresso con il corrispondente idrogramma dei deflussi Q_T .

Tale azione si realizza attraverso un operatore funzionale denominato idrogramma unitario istantaneo (o anche I.U.H.), il quale per la sua taratura richiede una perfetta conoscenza dei fenomeni ingresso-uscita, almeno per una serie di eventi (registrazioni contemporanee di precipitazioni e portate defluenti).

I suddetti metodi si suddividono fondamentalmente in due categorie:

- metodi basati sulla similitudine idrologica;
- metodi di stima fondati sull'impiego di osservazioni pluviometriche.

Il primo metodo permette di ricavare le portate di piena, con assegnato periodo di ritorno, attraverso il ricorso a risultati di indagini statistiche svolte su campioni della variabile esaminata disponibili in bacini vicini, dalle simili

caratteristiche idrologiche, rispetto a quello oggetto di studio.

Alla base del metodo di trasformazione degli afflussi in deflussi vi è il concetto fondamentale di considerare gli eventi di piena, con assegnato tempo di ritorno T, come dovuti a precipitazioni di pari T e durata dell'ordine del tempo critico del bacino sotteso alla sezione considerata, posta pari al tempo di ritardo.

- Un primo metodo utilizza le curve di probabilità pluviometrica di tipo monomio:

$$h_{t,T} = a_t * t^n$$

dove:

- $h_{t,T}$ è la massima altezza di pioggia di durata t con periodo di ritorno T, espressa in mm;
- t è la durata della pioggia in ore;
- a_t ed n sono parametri dipendenti da t e T.

I dati vengono elaborati assumendo che la variabile $h_{t,T}$ sia distribuita secondo la legge di Gumbel.

- Un secondo metodo permette di stimare le piogge nel bacino considerato mediante il metodo di regionalizzazione proposto dal Gruppo Nazionale per la Difesa delle Catastrofi Idrogeologiche assieme al CNR nel VAPI Campania.

La legge di probabilità pluviometrica in tale ambito proposta è del tipo:

$$\mu_{hd} = \mu_{i0} \frac{d}{\left(1 + \frac{d}{b}\right)^{(c*z+d)}}$$

in cui μ_{i0} rappresenta il limite dell'intensità di pioggia per la durata d che tende a 0.

Gli altri parametri che compaiono nella sopracitata formula sono già stati determinati, nel rapporto VAPI Campania, attraverso una procedura di stima regionale, utilizzando i massimi annuali delle altezze di pioggia per intervalli di tempo maggiori dell'ora (1, 3, 6, 12, e 24 ore) e le altezze di pioggia relativi agli eventi di notevole intensità e breve durata (inferiori all'ora).

Il prodotto finale del Progetto Speciale VAPI (Valutazione delle Piene in Italia), eseguito dall'Unità operativa (Uo) del Gruppo Nazionale per la Difesa delle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) presso l'Università di Salerno, è rappresentato dal Rapporto Regionale sulla Valutazione delle Piene in Campania [Rossi e Villani, 1993].

In tale Rapporto vengono prese in considerazione 14 stazioni idrometrografiche ed oltre 300 stazioni pluviometriche e pluviografiche nell'intera regione. Viene svolta un'analisi idrologica dei valori estremi delle precipitazioni e delle piene, attraverso una metodologia di regionalizzazione gerarchica che si specificherà meglio nel seguito, basata sulla considerazione che esistono zone geografiche via via più ampie che possono considerarsi omogenee nei confronti di parametri statistici di ordine sempre maggiore.

Il rapporto VAPI inserisce il territorio in questione nell'area omogenea pluviometrica n. 1. Inoltre, il bacino in oggetto ricade nel territorio di competenza dell'Autorità di Bacino Nord Occidentale della Campania. Questo Ente, nell'ambito del Piano Straordinario per il rischio idrogeologico di cui si è dotato, ha ulteriormente approfondito e specificato lo studio idrologico suddividendo il bacino stesso in 3 sottobacini a pluviometria omogenea e per i quali ha ricavato i coefficienti della legge pluviometrica del VAPI.

Lo studio riportato nella presente utilizza il metodo dell'“Approccio Variazionale”.

Il metodo variazionale consiste nell'applicare il metodo proposto da F. Rossi e P. Villani (1995) e dal Progetto VAPI del C.N.R., denominato “Valutazione delle Piene in Campania”, specificato però con coefficienti studiati per sottozona omogenee del sottobacino individuato dal VAPI stesso.

In particolare, il territorio nazionale è stato suddiviso in aree idrologicamente omogenee, caratterizzate pertanto da un'unica distribuzione di probabilità delle piene annuali rapportate al valore medio (legge regionale di crescita con il periodo di ritorno).

Detto K_T il coefficiente di crescita probabilistico, i risultati sono stati ottenuti sotto forma di una relazione tra K_T e T (periodo di ritorno) esplicitata come:

$$T = \frac{1}{1 - F_k(k)}$$

nella quale la funzione di distribuzione di probabilità cumulata corrisponde alla seguente:

$$F_k(k) = \exp\left(-\Lambda_1 e^{-k\eta} - \Lambda_1^{1/\theta_*} \Lambda_* e^{-k\eta/\theta_*}\right)$$

in cui Λ_1 , h , L_* (funzione di Λ_1 e L_2 e q_*), q_* ($= q_2/q_1$) sono i parametri della distribuzione.

Nello specifico, i precedenti parametri hanno il seguente significato:

- Λ_1 e L_2 rappresentano il numero medio annuo di eventi pluviometrici indipendenti, appartenenti

rispettivamente alla componente base ed alla componente straordinaria;

- q_1 e q_2 rappresentano rispettivamente il valore medio dell'altezza di pioggia, di durata t , per la componente base e per la componente straordinaria;
- h dipende dai parametri precedentemente indicati.

Per la valutazione dei parametri, il metodo di regionalizzazione proposto dal programma VAPI (Rossi e Villani, 1994), considera tre livelli.

- ✓ Al primo livello appartengono regioni omogenee rispetto ai parametri L^* e q^* .
- ✓ Al secondo livello di regionalizzazione appartengono zone omogenee anche rispetto al parametro L_1 .
- ✓ Al terzo livello, invece, appartengono sottozone omogenee rispetto alla dipendenza della media m_t da alcuni fattori locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti, ecc..).

In conclusione, quindi, una volta aver fissato i valori dei precedenti parametri, risulteranno univocamente determinati:

- il valore del fattore di crescita K_T ;
- Il valore della massima altezza di pioggia, di assegnata durata t e periodo di ritorno T , esprimibile in funzione della relazione

$$h_{t,T} = m_t * K_T$$

dipendente quindi dalla conoscenza del valore medio delle massime altezze di pioggia m_t e del fattore di crescita K_T (calcolato nello step immediatamente precedentemente).

Per l'intera Regione Campania sono stati ricavati i seguenti parametri del modello TCEV (Rossi e Villani, 1994):

- $q^* = 2.536$
- $L^* = 0.224$
- $L_1 = 37$
- $h = 4.909$

Sostituendo tali valori nelle precedenti relazioni si ottengono i differenti valori del fattore K_T , per la Regione Campania, per i diversi periodi di ritorno T .

La relazione tra K_T e T può anche essere valutata, in prima approssimazione, attraverso la seguente relazione:

$$K_T = - 0,3129 + [0,6025 * \ln(T)]$$

con un errore di sottostima di poco superiori al 15% fino a T pari a 30 anni, e sempre inferiore al 4% per T maggiore di 50 anni. Nella tabella che segue sono riportati, per i diversi periodi di ritorno, i valori di K_T .

T (anni)	2	5	10	20	30	40	50	100	200	500	1.000
K_T	0,87	1,16	1,38	1,64	1,8	1,92	2,03	2,36	2,71	3,17	3,53

Legge regionale di crescita per la regione Campania

Per la valutazione della legge di probabilità pluviometrica è necessario conoscere come varia la media del massimo annuale dell'altezza di pioggia m_t in funzione della durata, d, e dell'area del bacino, A.

La metodologia utilizzata consiste nell'ottenere la media del massimo annuale dell'altezza di pioggia areale, $\mu [h_a(d)]$, dalla media del massimo annuale dell'altezza di pioggia puntuale, $\mu [h(d)]$, attraverso un fattore di ragguglio noto come coefficiente di riduzione areale $K_A(d)$ come:

$$\mu [h_a(d)] = K_A(d) * \mu [h(d)]$$

Per la stima della legge di probabilità pluviometrica, che definisce appunto la variazione della media del massimo annuale dell'altezza di pioggia con la durata, il Rapporto VAPI Campania fa sostanzialmente riferimento a leggi a quattro parametri del tipo:

$$\mu [h(d)] = \frac{\mu [h_0] \cdot d}{\left(1 + \frac{d}{b}\right)^\beta}$$

in cui $\mu [h_0]$ rappresenta il limite dell'intensità di pioggia per d che tende a 0 e β è funzione lineare della quota media del bacino z e delle costanti tabellate C e D.

Le variabili $\mu [h_0]$, b , C e D sono tabellate in funzione di Aree Pluviometriche Omogenee.

Utilizzando tale studio si ottengono i parametri relativi alla legge di probabilità pluviometrica.

Tali coefficienti vengono quindi adoperati per calcolare la legge di pioggia, necessaria per la stima della portata affluente nel sistema e quindi per il dimensionamento delle reti fognarie.

Il progetto Vapi suddivide l'intero territorio nazionale in compartimenti. Per ognuno di essi sono state sviluppate regionalizzazioni separate.

COMPARTIMENTO	REGIONE	A*	Θ*	
1	Triveneto	1	0,620	1,724
2	Bacino del Po	2	0,218	1,907
3	Liguria	3	0,685	2,547
4	Emilia-Marche ⁽¹⁾	4a	0,360	2,316
		4b	1,802	1,864
5	Toscana	5	-	-
6	Roma ⁽²⁾	6	0,226	2,790
7	Pescara ⁽²⁾	7	1,467	2,245
8	Campania	8	0,360	2,136
9	Puglie	9	0,772	2,352
10	Calabria	10	0,418	2,154
11	Sicilia	11	0,455 ⁽³⁾	2,631 ⁽³⁾
12	Sardegna	12	0,572	2,207

(1) Per le Marche si può adottare la procedura modificata (paragrafo 8.3).
 (2) Si consiglia la procedura modificata (paragrafo 8.3).
 (3) Per δ = 24 ore, altrimenti: Θ* = 1,95 + 0,028 · δ e A* = 0,175 · δ^{0,801}

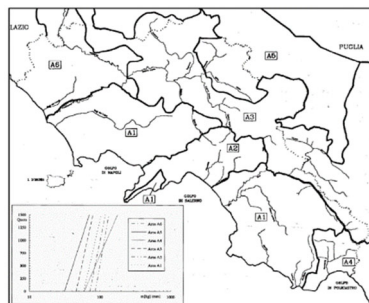
Per ogni compartimento (ad esclusione della Toscana) sono stati ricavati i parametri da utilizzare, sopra riportati. Nel terzo livello di regionalizzazione, relativamente al compartimento Campania, sono state individuate delle zone omogenee in cui è accettabile l'ipotesi che la media del massimo annuale dell'altezza giornaliera μ_{hd} , che prende il nome di pioggia indice, dipenda linearmente dalla sola quota z della stazione, secondo la seguente relazione:

$$\mu_{hd} = \mu_{i0} \frac{d}{\left(1 + \frac{d}{b}\right)^m}$$

nella quale

- d e b risultano espressi in ore;
- μ_{i0} e μ_{hd} in mm/ora;
- m vale C * z + D, con C in m/m.

Il compartimento della Campania è stato suddiviso in 6 sottozone omogenee, come illustrato nella figura riportata di seguito, e per ognuna di esse sono stati stimati i parametri necessari (μ_{i0} , b, C e D) per poter ricavare, al variare della quota z del territorio esaminato, con la relazione a tre parametri precedente, il valore del massimo annuale dell'altezza giornaliera μ_{hd} .



Per la sottozona omogenea che comprende la città di Napoli (la sottozona A1) i parametri da utilizzare nella relazione triparametrica riportata precedentemente, per la stima del massimo annuale dell'altezza giornaliera μ_{hd} , risultano essere:

- μ_{i0} 77.1 mm/h;
- b 0.3661 h;
- C 0.00003068 m/m;
- D 0.7995.

$$\mu_{hd} = \frac{77.1 * d}{\left(1 + \frac{d}{0.3661}\right)^{0.7995 + (0.00003068 * z)}}$$

L'approccio descritto nei paragrafi precedenti permette di poter stimare il massimo annuale dell'altezza giornaliera μ_{hd} anche nei luoghi nei quali non vi siano misure dirette ricavate da misure pluviometriche in sito. In tal modo, tuttavia, non è possibile considerare gli aspetti idrologici legati alle caratteristiche particolari locali. Relativamente alla città di Napoli, il Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN) ha installato tre pluviografi registratori per verificare la dipendenza dell'altezza di pioggia, per una prefissata durata, rispetto alla quota z, sul livello medio del mare.

Lo studio è stato diviso in due parti:

- una prima riferita agli scrosci, ovvero eventi inferiori all'ora;
- una seconda, per eventi superiori all'ora e di massimo 24 ore.

Per quanto concerne gli scrosci, le osservazioni dei valori medi dell'altezza di pioggia sono state registrate per durate pari a 10, 15, 20 e 30 minuti. I dati sono stati ricavati da due pluviografi, ovvero:

- Napoli Camaldoli (Rai), posto a 467 mslm;
- Napoli (Servizio Idrografico), posto a 30 mslm.

Per quanto concerne gli eventi superiori all'ora, invece, le osservazioni dei valori medi dell'altezza di pioggia sono state registrate per durate pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore. I dati sono stati ricavati da tre pluviografi, ovvero:

- Napoli Camaldoli (Rai), posto a 467 mslm;
- Napoli (San Rocco Capodimonte), posto a 200 mslm;

- Napoli (Servizio Idrografico), posto a 30 mslm.

Per entrambi gli studi le osservazioni fanno riferimento ad un arco temporale che va da un minimo di anni di osservazioni pari a 6 anni, ad un massimo di 43 anni.

Riportando in grafico, per le osservazioni riferite alle durate maggiori di 1 ora, i valori medi delle altezze di pioggia in funzione della quota delle stazioni di misura, è stato osservato che non risulta una dipendenza evidente tra i due parametri. Ciò è possibile in quanto il parametro C (0.00003068 m/m), per il quale si moltiplica la quota del terreno, risulta essere molto piccolo. Inoltre, la città di Napoli presenta una variazione di quota, rispetto al livello del mare, molto bassa (da 0 a 400 mslm).

In conclusione quindi, il valore di b tenderebbe a variare da 0.800 (a 0 mslm) a 0.812 (a 400 mslm), con uno scarto dell'intensità di pioggia inferiore al 5%, nell'intervallo di tempo che varia da 5 min a 24 ore. Alla luce di quanto detto, per la città di Napoli è possibile considerare indipendente il valore medio della massima altezza di pioggia dalla quota ed è perciò possibile assumere la legge triparametrica pari a:

$$\mu_{hd} = \frac{77.1 * d}{\left(1 + \frac{d}{0.3661}\right)^{0.806}}$$

Nella quale si è attribuito al parametro b il valore medio tra i due illustrati in precedenza.

Il Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN), che rappresenta la fonte principale dei dati adoperati nello studio VAPI, certifica come massimi annuali le altezze di pioggia relative a durate superiori all'ora, ma non quelle relative alle piogge di breve durata e forte intensità.

Per risolvere tale mancanza, è stata ricavata la legge di variazione del valore medio con la durata μ_{hd} , ricorrendo ai valori delle altezze di pioggia ottenute dal pluviografo registratore installato presso il Dipartimento di Ingegneria Idraulica ed Ambientale Girolamo Ippolito dell'Università degli Studi di Napoli Federico II. Tale strumento ha permesso di avere a disposizione serie complete di dati delle altezze di pioggia, per durata inferiore all'ora, essendo la sua sensibilità estesa al minuto.

I dati raccolti si riferiscono ad un periodo di sette anni, che va dal 1990 al 1997, e riportano in mm di pioggia i valori dei massimi annuali delle altezze corrispondenti a durate di 5,10,20,30 e 40 minuti e 1,3,6,12 e 24 ore, per tutto il periodo di osservazione.

Analizzando tutti i dati raccolti nel periodo di osservazione è stato possibile ricavare la legge triparametrica da

adoperare per l'intero territorio della città di Napoli:

$$\mu_{hd} = \frac{180.2 * d}{\left(1 + \frac{d}{0.128}\right)^{0.82}}$$

Per verificare ulteriormente l'affidabilità della precedente relazione, infine, sono stati riportati in uno stesso grafico i valori delle curve di probabilità pluviometriche ricavate con tale studio (pluviografo di Napoli Fuorigrotta), quella ricavata con le osservazioni del SIMN (per i tre pluviografi di cui sopra), per ogni durata (5,10,20,30 e 40 minuti e 1,3,6,12 e 24 ore).

Il grafico ottenuto ha permesso di trarre le seguenti conclusioni:

- Per durate di pioggia superiori all'ora le curve di probabilità pluviometrica sono praticamente coincidenti;
- Per durate di pioggia inferiori all'ora la curva di probabilità pluviometrica relativa a Napoli Fuorigrotta risulta più elevata rispetto a quella ricavata a livello regionale (la causa potrebbe essere la non sistematicità dei dati per durate inferiori all'ora, come anticipato prima).

Infine, è stata effettuato un confronto tra tale relazione e le curve di probabilità pluviometrica proposte da altri autori:

- prof. Gastone Avolio De Martino (Commissione Folinea), periodo di ritorno 30 anni;
- Servizio Idrografico (Sezione di Napoli), periodo di ritorno 50 anni.

Dal grafico ricavato si evince che le curve risultano:

- praticamente coincidenti per un durate di pioggia inferiori all'ora;
- nettamente differenti, per durate della pioggia superiori all'ora, risultando le leggi dei precedenti autori eccessivamente cautelative rispetto alla situazione attuale.

Per la città di Napoli, pertanto, è possibile effettuare la stima delle precipitazioni riferendosi alla curva di probabilità pluviometrica, per assegnate durate e periodi di ritorno T, adoperando la seguente relazione:

$$h_{t,T} = k_t * \frac{180.2 * t}{\left(1 + \frac{t}{0.128}\right)^{0.82}} \quad [mm]$$

dove t è la durata della pioggia in ore e a , b e c sono i parametri delle CPP che esprimono la dipendenza dal tempo di ritorno T , a sua volta definito come numero di anni in cui l'altezza di pioggia calcolata viene mediamente raggiunta o superata una sola volta.

Per il calcolo idrologico di dimensionamento del sistema di drenaggio si è assunto per il tempo di ritorno T il valore pari a 50 anni, come da richiesta della Stazione Appaltante.

5. DIMENSIONAMENTO DELLE FOGNE STRADALI

5.1. PREMESSA

Il dimensionamento delle reti stradali è stato eseguito utilizzando i due metodi di calcolo oggi più impiegati in tale campo:

- il metodo cinematico o della corrivazione;
- ed il metodo dell'invaso lineare.

Si è preferito utilizzare i due metodi per confrontare i dati ottenuti tra di loro ed avere la conferma che i valori ottenuti scartassero di poco tra di loro.

5.2. METODO DELLA CORRIVAZIONE

Il modello della corrivazione è un modello di trasformazione afflussi – deflussi, basato sull'ipotesi che la portata critica si verifica per una pioggia di durata pari al tempo di corrivazione del bacino, inteso come il tempo necessario ad una particella d'acqua caduta nel punto più lontano della rete per raggiungere la sezione finale.

Il tempo di corrivazione T_c è visto come la somma del tempo di scorrimento sul bacino prima del raggiungimento della rete di drenaggio T_e (tempo di ingresso in rete) e il tempo di propagazione all'interno di quest'ultima T_r (tempo di rete).

Il tempo di ingresso in rete dipende dalla tipologia di bacino e, da letteratura, si è fatto riferimento ai valori riportati nella seguente Tabella 3-1.

Tipo di bacino	T_e [min]
Centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e con frequenti caditoie stradali	5 ÷ 7
Centri urbani semi intensivi con pendenze modeste e caditoie stradali meno frequenti	7 ÷ 10
Aree urbane di tipo estensivo con piccole pendenze e caditoie poco frequenti	10 ÷ 15

Il tempo di rete, invece, è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singolo condotto della sezione più a monte fino alla sezione di chiusura seguendo il percorso più lungo della rete fognaria.

Per far fronte alla variabilità nel tempo delle precipitazioni, della quale i metodi empirici di trasformazione afflussi deflussi non tengono in considerazione, ricerche basate su simulazioni di serie estese di eventi reali⁴, suggeriscono di far riferimento a velocità pari a 1,5 la velocità di moto uniforme.

Per quanto riguarda la stima del coefficiente di afflusso in rete, è necessario fare un'analisi sulla tipologia delle aree scolanti, valutando le aree a permeabilità elevata da quelle a bassa permeabilità.

I bacini scolanti gravanti sui tronchi in progetto sono di tipo impermeabile (parcheggi), caratterizzati da aree permeabili quasi nulle (a meno di alcune aiuole).

L'estensione dei bacini scolanti, l'analisi è stata condotta valutando le aree che realmente contribuiscono al formarsi dei deflussi superficiali. Assumendo tali condizioni alla base del dimensionamento idraulico, e sul contributo che effettivamente arriva da ogni area servita. Per la determinazione, pertanto, della pioggia netta si è valutata una sottrazione proporzionale all'altezza di pioggia, mediante un opportuno valore del coefficiente di afflusso attraverso il coefficiente di afflusso ϕ calcolato secondo la relazione di Wisner e Ping:

$$\phi = 0.9 I_m + 0.2 (1 - I_m)$$

in cui I_m è il rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del bacino.

L'espressione rispetto ai valori tradizionali di letteratura presenta l'indubbio vantaggio di fornire un valore di ϕ che dipende esclusivamente da un parametro oggettivamente rilevabile, quale risulta essere I_m svincolandosi dalla tipologia del tessuto urbano che può variare sensibilmente per diverse località.

Alla luce di quanto detto, l'applicazione del metodo della corrivazione per il dimensionamento dei collettori della rete di drenaggio è stata sviluppata per step successivi nel seguente modo:

1. misurazione dell'area scolante a monte della sezione di chiusura considerata;
2. stima del coefficiente di afflusso in rete;
3. scelta di un valore di primo tentativo del diametro commerciale del collettore, in ogni caso non minore di DN 315 mm;
4. calcolo del tempo di ingresso in rete T_e ;
5. calcolo della velocità di moto uniforme a massimo riempimento per mezzo della formula di Gaukler-

⁴ Mignosa et al., 1995; Becciu et al., 1997 – Politecnico di Milano

Strickler:

$$Q = K \cdot \sigma \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- K è il coefficiente di scabrezza;
- R è il raggio idraulico;
- i è la pendenza;

6. calcolo del tempo di percorrenza T_r nel collettore;
7. calcolo della durata critica T_c come somma del tempo di ingresso in rete e del maggiore dei tempi di percorrenza di percorrenza nella rete per raggiungere la sezione finale del collettore, diviso 1.5;
8. calcolo della portata meteorica di progetto;
9. verifica del grado di riempimento dei collettori con la portata di progetto, che si è fissato a garanzia di sicurezza per i diametri minori al 50% e per i diametri maggiori non superiore al 85%;
10. modifica del diametro del collettore se si ha esito negativo al precedente punto;
11. verifica della velocità V_c corrispondente alla portata critica, che deve risultare compresa entro i limiti $0.5 \div 5$ m/s;
12. eventuale modifica delle pendenze del collettore nel caso di velocità troppo elevate o troppo basse.

5.3. METODO DELL'INVASO LINEARE

L'altro metodo di calcolo conosciuto come metodo dell'invaso lineare è basato sul legame tra la portata $Q(t)$ defluente in una assegnata sezione ed il volume d'acqua $W(t)$ che si deve immagazzinare sulla superficie A del bacino sotteso e nella rete a monte, affinché attraverso la stessa sezione possa defluire la portata $Q(t)$, sia lineare ed espresso dalla relazione:

$$Q(t) = \frac{W(t)}{K}$$

dove K , denominata costante di invaso lineare, ha le dimensioni di un tempo.

Una classica applicazione di questo modello concettuale è costituita dal *metodo italiano*, in cui il valore della costante K è espresso dal rapporto tra il volume totale invasato nella rete fognaria e sulla relativa superficie

drenata in concomitanza con il deflusso della portata massima, e la portata stessa.

Diversi ricercatori hanno studiato la possibilità di esprimere la costante di invaso K in funzione delle principali caratteristiche morfologiche del bacino drenato e della relative rete fognaria, ottenendo varie espressioni di K dalla taratura di detto parametro sulla base di valori registrati delle onde di piena in bacini urbani sperimentali.

Per la città di Napoli, la stima della costante di invaso è stata determinata da Desbordes che ha proposto la seguente relazione:

$$K = \frac{4,19 * A^{0,30}}{I_m^{0,45} * (100s)^{0,38}} - 0,21$$

essendo:

A superficie del bacino [ha];

s pendenza media del collettore principale [m/m];

I_m rapporto tra l'area impermeabile e l'arca totale del bacino.

Noto l'afflusso netto $I(t)$ e il valore della costante K , si è determinare la portata al colmo Q_m , ipotizzando che l'afflusso netto $I(t)$ sia costante nel tempo e pari a $\phi i_{(t_p)}A$. In tale ipotesi, non dissimile dalla realtà, in uscita dal collettore, si avrà al termine t_p dell'afflusso che Q_m sarà pari a:

$$Q_m = \phi i_{t_p} A (1 - e^{-\frac{t_p}{K}})$$

essendo:

ϕ il coefficiente d'afflusso;

$i(t_p)$ l'intensità di pioggia corrispondente alla durata della pioggia t_p

La portata al colmo di piena è quindi data dall'espressione:

$$Q_U = \phi i_{t_p} A (1 - e^{-r})$$

Le sezioni di chiusura dei bacini per le quali procedere alla determinazione delle massime portate di piena, sono state essenzialmente fissate in corrispondenza dei principali punti di confluenza fra grossi collettori fognari, ovvero nei punti di recapito nei collettori.

L'elaborazione dei dati è stata sviluppata attraverso l'impiego di fogli di calcolo sviluppati dalla Hysomar ed i risultati sono riportati nelle tabelle allegate.

Nella tabella di calcolo predisposta per i vari collettori progettati sono riportate anche tutte le caratteristiche morfologiche dei bacini urbani serviti, i parametri utili alla valutazione della costante di invaso K secondo Desbordes, nonché le portate massime calcolate.

I nodi che individuano i vari tratti della fognatura sono stati identificati con il medesimo codice utilizzato nella planimetria di progetto.

Il materiale impiegato nelle tubazioni della rete pluviale prevede:

- per diametri nominali fino a 315 mm l'utilizzo di tubazioni corrugate in HDPE nel rispetto di normativa UNI esistente;
- per diametri nominali oltre 315 mm l'utilizzo di tubazioni spiralmate in HDPE con anima di acciaio nel rispetto di normativa UNI esistente.

5.4. CONCLUSIONI

Dal raffronto dei risultati dei due metodi di calcolo emerge una sostanziale uguaglianza tra le portate nei singoli tratti per cui il dimensionamento delle opere è avvenuto utilizzando i dati del metodo della corrivazione.

I dati delle due elaborazioni sono riportati nelle tabelle che seguono con un quadro di raffronto comparativo delle portate.

5.5. VERIFICA DEI COLLETTORI

Una volta determinate le massime portate pluviali defluenti nelle sezioni di chiusura assunte a base di calcolo, si è proceduto, sempre attraverso dei fogli di calcoli collegati tra di loro e programmati da alcuni soci della Hysomar s.c., alla verifica idraulica dei collettori interessati. La funzionalità idraulica dei collettori è stata analizzata in condizioni stazionarie, prendendo a riferimento la condizione di moto uniforme.

In particolare la verifica degli specchi fognari è stata eseguita mediante la relazione di Gauckler e Strickler:

$$Q = K' \sigma R^{2/3} i^{1/2}$$

in cui:

R è il raggio idraulico, pari al rapporto tra superficie idrica e perimetro bagnato (m);

σ è la sezione idrica della corrente (m²)

i è la pendenza del tratto di collettore (m/m).

K' è il coefficiente di scabrezza.

In teoria, oltre che dalla scabrezza superficiale delle pareti costituenti la sezione, il valore di K' è influenzato da diversi fattori quali, ad esempio, presenza di incrostazioni, singolarità presenti nella sezione e raggio di curvatura dell'asse del canale. Comunque, nelle verifiche si è assunto per K' lo stesso valore impiegato nel progetto base assegnandogli un valore altamente cautelativo mai superiore a 75.

In fase di dimensionamento si è altresì verificato contemporaneamente che nei tratti con piccoli diametri il grado di riempimento restasse nell'ordine de 50% mentre per i diametri maggiore non superasse mai il valore dell'85%.

METODO CORRIVAZIONE								
Elementi del tratto				Elementi progressivi			Valori finali	
Area	φ	$\varphi * S$	Lunghezza	Area	$\varphi * S$	Lunghezza	Tempo concentrazione	Portata al colmo
Rete smaltimento acque di strada: Asse 1.1 - Via P. Leonardi Cattolica								
0,280 ha	0,85	0,238 ha	200,00 m	0,280 ha	0,238 ha	200,00 m	285 s	0,158 mc/s
0,280 ha	0,85	0,238 ha	200,00 m	0,560 ha	0,476 ha	400,00 m	451 s	0,252 mc/s
0,393 ha	0,85	0,334 ha	280,59 m	0,953 ha	0,810 ha	680,59 m	664 s	0,355 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 1.2 - Via Nisida								
0,090 ha	0,85	0,077 ha	75,00 m	0,090 ha	0,077 ha	75,00 m	149 s	0,069 mc/s
0,120 ha	0,85	0,102 ha	100,00 m	0,210 ha	0,179 ha	175,00 m	189 s	0,144 mc/s
0,208 ha	0,85	0,177 ha	173,13 m	0,418 ha	0,355 ha	348,13 m	343 s	0,215 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 2.1 - collegamento Rot. A e Rot. B								
0,239 ha	0,85	0,203 ha	160,81 m	0,239 ha	0,203 ha	160,81 m	55 s	0,181 mc/s
0,115 ha	0,85	0,098 ha	75,00 m	0,354 ha	0,301 ha	235,81 m	155 s	0,243 mc/s
0,115 ha	0,85	0,098 ha	75,00 m	0,115 ha	0,098 ha	75,00 m	190 s	0,297 mc/s
0,173	0,85	0,147	115,20	0,288 ha	0,245 ha	190,20 m	223 s	0,352 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 2.2 - via Cocchia								
0,179 ha	0,85	0,152 ha	119,50 m	0,179 ha	0,152 ha	119,50 m	188 s	0,124 mc/s
0,224 ha	0,85	0,190 ha	150,00 m	0,403 ha	0,342 ha	269,50 m	247 s	0,243 mc/s
0,142 ha	0,85	0,121 ha	94,00 m	0,545 ha	0,463 ha	363,50 m	290 s	0,304 mc/s
1,151	0,85	0,979	383,86	1,696 ha	1,442 ha	747,36 m	436 s	0,776 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 3 - parallela via Nuova Bagnoli								
0,361 ha	0,85	0,306 ha	350,00 m	0,361 ha	0,306 ha	350,00 m	425 s	0,167 mc/s
0,699 ha	0,85	0,595 ha	288,45 m	1,060 ha	0,901 ha	638,45 m	652 s	0,399 mc/s
0,317 ha	0,85	0,270 ha	135,21 m	1,377 ha	1,171 ha	773,66 m	752 s	0,483 mc/s
0,031	0,85	0,026	31,00	1,408 ha	1,197 ha	804,66 m	776 s	0,487 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse TP - collegamento a Turtle Point								
0,107 ha	0,85	0,091 ha	100,00 m	0,107 ha	0,091 ha	100,00 m	146 s	0,083 mc/s
0,038 ha	0,85	0,032 ha	31,00 m	0,144 ha	0,122 ha	131,00 m	186 s	0,100 mc/s
0,257 ha	0,85	0,218 ha	250,00 m	0,401 ha	0,340 ha	381,00 m	449 s	0,181 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Via della Circumvallazione - Asse 4								
0,203 ha	0,85	0,172 ha	168,75 m	0,203 ha	0,172 ha	168,75 m	202 s	0,135 mc/s
0,409 ha	0,85	0,348 ha	185,00 m	0,612 ha	0,520 ha	353,75 m	346 s	0,313 mc/s
0,164 ha	0,85	0,140 ha	136,90 m	0,776 ha	0,660 ha	490,65 m	346 s	0,350 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 5 - traversa via Cocchia								
0,090 ha	0,85	0,077 ha	75,00 m	0,090 ha	0,077 ha	75,00 m	137 s	0,072 mc/s
0,097 ha	0,85	0,083 ha	81,00 m	0,187 ha	0,159 ha	156,00 m	220 s	0,119 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 6 (traversa via Nuova Bagnoli)								
0,182 ha	0,85	0,155 ha	130,00 m	0,182 ha	0,155 ha	130,00 m	234 s	0,113 mc/s

METODO CORRIVAZIONE										
Rete smaltimento acque di strada: Asse 2.1 - collegamento Rot. A e Rot. B										
TRATTO	Materiale	K'	Pendenza ‰	Portata mc/s	Max h/D %	D interno mm	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec
TRATTO I	Pead +Acc	80	3,25%	0,181	70%	400	DN 400	0,47	0,19	3,02
TRATTO II	Pead +Acc	80	1,10%	0,243	70%	500	DN 500	0,55	0,28	2,18
TRATTO III	Pead +Acc	80	1,10%	0,297	75%	500	DN 500	0,62	0,31	2,27
TRATTO IV	Pead +Acc	85	0,30%	0,352	75%	600	DN 600	0,77	0,46	1,49
Rete smaltimento acque di strada: Asse 2.2 - via Cocchia										
TRATTO	Materiale	K'	Pendenza ‰	Portata mc/s	Max h/D %	D interno mm	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec
TRATTO I	Pead +Acc	80	0,50%	0,124	75%	400	DN 400	0,68	0,27	1,36
TRATTO II	Pead +Acc	80	1,75%	0,243	75%	400	DN 400	0,70	0,28	2,55
TRATTO III	Pead +Acc	80	1,00%	0,304	75%	500	DN 500	0,66	0,33	2,21
TRATTO IV	Pead +Acc	90	0,73%	0,776	80%	700	DN 700	0,70	0,49	2,69
Rete smaltimento acque di strada: Asse 3 - parallela via Nuova Bagnoli										
TRATTO	Materiale	K'	Pendenza ‰	Portata mc/s	Max h/D %	D interno mm	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec
TRATTO I	Pead +Acc	80	0,20%	0,167	75%	500	DN 500	0,77	0,39	1,02
TRATTO II	Pead +Acc	80	0,20%	0,399	75%	700	DN 700	0,76	0,53	1,27
TRATTO III	Pead +Acc	85	0,20%	0,483	80%	700	DN 700	0,88	0,62	1,35
TRATTO IV	Pead +Acc	85	0,20%	0,487	80%	700	DN 700	0,89	0,62	1,34
Rete smaltimento acque di strada: Asse TP - collegamento a Turtle Point										
TRATTO	Materiale	K'	Pendenza ‰	Portata mc/s	Max h/D %	D interno mm	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec
TRATTO I	Pead +Acc	80	2,50%	0,083	75%	400	DN 400	0,33	0,13	2,23
TRATTO II	Pead +Acc	80	0,20%	0,100	80%	400	DN 400	0,84	0,34	0,88
TRATTO III	Pead +Acc	85	0,20%	0,181	80%	500	DN 500	0,79	0,40	1,08
Rete smaltimento acque di strada: Via della Circumvallazione - Asse 4										
TRATTO	Materiale	K'	Pendenza ‰	Portata mc/s	Max h/D %	D interno mm	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec
TRATTO I	Pead +Acc	80	0,80%	0,135	75%	400	DN 400	0,61	0,24	1,66
TRATTO II	Pead +Acc	85	0,20%	0,313	75%	700	DN 700	0,60	0,42	1,28
TRATTO III	Pead +Acc	85	0,20%	0,350	75%	700	DN 700	0,65	0,46	1,31
Rete smaltimento acque di strada: Asse 5 - traversa via Cocchia										
TRATTO	Materiale	K'	Pendenza ‰	Portata mc/s	Max h/D %	D interno mm	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec
TRATTO I	Pead +Acc	80	2,20%	0,072	75%	400	DN 400	0,32	0,13	2,05
TRATTO II	Pead +Acc	80	0,20%	0,119	75%	500	DN 500	0,60	0,30	0,96
Rete smaltimento acque di strada: Asse 6 (traversa via Nuova Bagnoli)										
TRATTO	Materiale	K'	Pendenza ‰	Portata mc/s	Max h/D %	D interno mm	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec
TRATTO I	Pead +Acc	80	0,20%	0,113	75%	500	DN 500	0,58	0,29	0,95
Rete smaltimento acque di strada: Asse 1.1 - Via P. Leonardi Cattolica										
TRATTO	Materiale	K'	Pendenza ‰	Portata mc/s	Max h/D %	D interno mm	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec
TRATTO I	Pead +Acc	85	0,20%	0,158	75%	500	DN 500	0,70	0,35	1,06
TRATTO II	Pead +Acc	85	0,20%	0,252	75%	600	DN 600	0,69	0,41	1,20
TRATTO III	Pead +Acc	85	0,20%	0,355	75%	700	DN 700	0,66	0,46	1,31
Rete smaltimento acque di strada: Asse 1.2 - Via Nisida										
TRATTO	Materiale	K'	Pendenza ‰	Portata mc/s	Max h/D %	D interno mm	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec
TRATTO I	Pead +Acc	80	1,00%	0,069	75%	400	DN 400	0,38	0,15	1,52
TRATTO II	Pead +Acc	80	2,50%	0,144	75%	400	DN 400	0,45	0,18	2,60
TRATTO III	Pead +Acc	80	0,20%	0,215	75%	600	DN 600	0,64	0,38	1,11
TRATTO IV	Pead +Acc	85	0,20%	0,215	75%	600	DN 600	0,62	0,37	1,16

Rete smaltimento acque di strada: Asse 1.2 - Via Nisida										
TRATTO	Materiale	K'	Pendenza ‰	Portata mc/s	Max h/D %	D interno mm	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec
TRATTO I	Pead +Acc	80	1,00%	0,069	75%	400	DN 400	0,38	0,15	1,52
TRATTO II	Pead +Acc	80	2,50%	0,144	75%	400	DN 400	0,45	0,18	2,60
TRATTO III	Pead +Acc	80	0,20%	0,215	75%	600	DN 600	0,64	0,38	1,11
TRATTO IV	Pead +Acc	85	0,20%	0,215	75%	600	DN 600	0,62	0,37	1,16

METODO INVASO LINEARE

Rete smaltimento acque di strada: Asse 2.1 - collegamento Rot. A e Rot. B

Tratto	A ha	φ	Elementi del tratto		Elementi progressivi		Im	φ _m	Lungh, [m]	L tot [m]	Pend [m/m]	L*i	s media	r	K min	tp min	i(t) mm/h	φiA/360	Qurb m ³ /s
			totale	imper	totale	imper							[m/m]						
TRATTO I	0,239	0,85	0,239	0,203	0,239	0,203	0,850	0,795	160,81	160,81	3,25%	5,23	0,0325	1,29	1,67	2,15	351	0,19	0,134
TRATTO II	0,115	0,85	0,115	0,098	0,354	0,301	0,850	0,795	75,00	235,81	1,10%	0,83	0,0257	1,29	2,10	2,71	313	0,24	0,178
TRATTO III	0,115	0,85	0,115	0,098	0,469	0,398	0,850	0,795	75,00	310,81	1,10%	0,83	0,0221	1,29	2,45	3,15	291	0,30	0,218
TRATTO IV	0,173	0,85	0,173	0,147	0,642	0,545	0,850	0,795	115,20	426,01	0,30%	0,35	0,0170	1,29	3,02	3,89	263	0,37	0,270

Rete smaltimento acque di strada: Asse 2.2 - via Cocchia

Tratto	A ha	φ	Elementi del tratto		Elementi progressivi		Im	φ _m	Lungh, [m]	L tot [m]	Pend [m/m]	L*i	s media	r	K min	tp min	i(t) mm/h	φiA/360	Qurb m ³ /s
			totale	imper	totale	imper							[m/m]						
TRATTO I	0,179	0,85	0,179	0,152	0,179	0,152	0,850	0,795	119,50	119,50	0,50%	0,60	0,0050	1,29	3,29	4,25	252	0,10	0,072
TRATTO II	0,224	0,85	0,224	0,190	0,403	0,342	0,850	0,795	150,00	269,50	1,75%	2,63	0,0120	1,29	3,00	3,86	264	0,23	0,170
TRATTO III	0,142	0,85	0,142	0,121	0,545	0,463	0,850	0,795	94,00	363,50	1,00%	0,94	0,0115	1,29	3,36	4,33	249	0,30	0,217
TRATTO IV	1,151	0,85	1,151	0,979	1,696	1,442	0,850	0,795	383,86	747,36	0,73%	2,80	0,0093	1,29	5,22	6,73	201	0,75	0,546

Rete smaltimento acque di strada: Asse 3 - parallela via Nuova Bagnoli

Tratto	A ha	φ	Elementi del tratto		Elementi progressivi		Im	φ _m	Lungh, [m]	L tot [m]	Pend [m/m]	L*i	s media	r	K min	tp min	i(t) mm/h	φiA/360	Qurb m ³ /s
			totale	imper	totale	imper							[m/m]						
TRATTO I	0,361	0,85	0,361	0,306	0,361	0,306	0,850	0,795	350,00	350,00	0,20%	0,70	0,0020	1,29	5,91	7,62	189	0,15	0,109
TRATTO II	0,699	0,85	0,699	0,595	1,060	0,901	0,850	0,795	288,45	638,45	0,20%	0,58	0,0020	1,29	8,25	10,64	161	0,38	0,273
TRATTO III	0,317	0,85	0,317	0,270	1,377	1,171	0,850	0,795	135,21	773,66	0,20%	0,27	0,0020	1,29	8,94	11,53	155	0,47	0,341
TRATTO IV	0,031	0,85	0,031	0,026	1,408	1,197	0,850	0,795	31,00	804,66	0,20%	0,06	0,0020	1,29	9,00	11,61	154	0,48	0,348

Rete smaltimento acque di strada: Asse TP - collegamento a Turtle Point

Tratto	A ha	φ	Elementi del tratto		Elementi progressivi		Im	φ _m	Lungh, [m]	L tot [m]	Pend [m/m]	L*i	s media	r	K min	tp min	i(t) mm/h	φiA/360	Qurb m ³ /s
			totale	imper	totale	imper							[m/m]						
TRATTO I	0,107	0,85	0,107	0,091	0,107	0,091	0,850	0,795	100,00	100,00	2,50%	2,50	0,0250	1,29	1,42	1,83	380	0,09	0,065
TRATTO II	0,038	0,85	0,038	0,032	0,144	0,122	0,850	0,795	31,00	131,00	0,20%	0,06	0,0196	1,29	1,74	2,25	343	0,11	0,079
TRATTO III	0,257	0,85	0,257	0,218	0,257	0,218	0,850	0,795	250,00	250,00	0,20%	0,50	0,0122	1,29	2,56	3,31	284	0,16	0,117

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE PER APPALTO INTEGRATO COMPRENSIVO DI SERVIZI DI INDAGINI E DI LAVORI DI INDAGINE GEOGNOSTICA OLTRE A DIREZIONE LAVORI E COORDINAMENTO SICUREZZA FASE DI ESECUZIONE PER INTERVENTO DENOMINATO: "Infrastrutture, reti idriche, trasportistiche ed energetiche ed energetiche dell'area del Sito di Interesse Nazionale di Bagnoli Coroglio" CIG: 8548759319 – CUP: [C61G19000250001 – C62D19000020001 – C64I19001560001]

Rete smaltimento acque di strada: Via detta della Circumvallazione - Asse 4

Tratto	A ha	φ	Elementi del tratto		Elementi progressivi		Im	φ _m	Lungh, [m]	L tot [m]	Pend [m/m]	L*i	s media	r	K min	tp min	i(t) mm/h	φiA/360	Qurb m ³ /s
			totale	imperm	totale	imperm							[m/m]						
TRATTO I	0,203	0,85	0,203	0,172	0,203	0,172	0,850	0,795	168,75	168,75	0,80%	1,35	0,0080	1,29	2,83	3,65	271	0,12	0,088
TRATTO II	0,409	0,85	0,409	0,348	0,612	0,520	0,850	0,795	185,00	353,75	0,20%	0,37	0,0049	1,29	4,91	6,33	207	0,28	0,203
TRATTO III	0,164	0,85	0,164	0,140	0,776	0,660	0,850	0,795	136,90	490,65	0,20%	0,27	0,0041	1,29	5,67	7,32	193	0,33	0,240

Rete smaltimento acque di strada: Asse 5 - traversa via Cocchia

Tratto	A ha	φ	Elementi del tratto		Elementi progressivi		Im	φ _m	Lungh, [m]	L tot [m]	Pend [m/m]	L*i	s media	r	K min	tp min	i(t) mm/h	φiA/360	Qurb m ³ /s
			totale	imperm	totale	imperm							[m/m]						
TRATTO I	0,090	0,85	0,090	0,077	0,090	0,077	0,850	0,795	75,00	75,00	2,20%	1,65	0,0220	1,29	1,41	1,82	380	0,08	0,055
TRATTO II	0,097	0,85	0,097	0,083	0,187	0,159	0,850	0,795	81,00	156,00	0,20%	0,16	0,0116	1,29	2,37	3,05	296	0,12	0,089

Rete smaltimento acque di strada: Asse 6 - traversa via Nuova Bagnoli

Tratto	A ha	φ	Elementi del tratto		Elementi progressivi		Im	φ _m	Lungh, [m]	L tot [m]	Pend [m/m]	L*i	s media	r	K min	tp min	i(t) mm/h	φiA/360	Qurb m ³ /s
			totale	imperm	totale	imperm							[m/m]						
TRATTO I	0,182	0,85	0,182	0,155	0,182	0,155	0,850	0,795	130,00	130,00	0,20%	0,26	0,0020	1,29	4,77	6,16	210	0,08	0,061

Rete smaltimento acque di strada: Asse 1.1 - Via P. Leonardi Cattolica

Tratto	A ha	φ	Elementi del tratto		Elementi progressivi		Im	φ _m	Lungh, [m]	L tot [m]	Pend [m/m]	L*i	s media	r	K min	tp min	i(t) mm/h	φiA/360	Qurb m ³ /s
			totale	imperm	totale	imperm							[m/m]						
TRATTO I	0,280	0,85	0,280	0,238	0,280	0,238	0,850	0,795	200,00	200,00	0,20%	0,40	0,0020	1,29	5,46	7,05	197	0,12	0,088
TRATTO II	0,280	0,85	0,280	0,238	0,560	0,476	0,850	0,795	200,00	400,00	0,20%	0,40	0,0020	1,29	6,77	8,74	177	0,22	0,159
TRATTO III	0,393	0,85	0,393	0,334	0,953	0,810	0,850	0,795	280,59	680,59	0,20%	0,56	0,0020	1,29	7,98	10,29	164	0,34	0,250

Rete smaltimento acque di strada: Asse 1.2 - Via Nisida

Tratto	A ha	φ	Elementi del tratto		Elementi progressivi		Im	φ _m	Lungh, [m]	L tot [m]	Pend [m/m]	L*i	s media	r	K min	tp min	i(t) mm/h	φiA/360	Qurb m ³ /s
			totale	imperm	totale	imperm							[m/m]						
TRATTO I	0,060	0,85	0,060	0,051	0,060	0,051	0,850	0,795	50,00	50,00	1,00%	0,50	0,0100	1,29	1,73	2,23	344	0,05	0,033
TRATTO II	0,084	0,85	0,084	0,071	0,144	0,122	0,850	0,795	70,00	120,00	1,60%	1,12	0,0135	1,29	2,04	2,63	318	0,10	0,073
TRATTO III	0,126	0,85	0,126	0,107	0,270	0,230	0,850	0,795	105,00	225,00	1,60%	1,68	0,0147	1,29	2,42	3,12	292	0,17	0,126
TRATTO IV	0,120	0,85	0,120	0,102	0,390	0,332	0,850	0,795	100,00	325,00	0,20%	0,20	0,0108	1,29	3,09	3,99	259	0,22	0,162

DATI DELLA FOGNA				METODO DI CALCOLO			
				CORRIVAZIONE		INVASO LINEARE	
Rete smaltimento acque di strada: Asse 2.1 - collegamento Rot. A e Rot. B							
	Area	Lunghezza	Pendenza	Portata 1	Velocità 1	Portata 2	Velocità 2
TRATTO I	0,239	160,81 m	3,25%	0,157 mc/s	2,93 m/s	0,181 mc/s	3,02 mc/s
TRATTO II	0,115	75,00 m	1,10%	0,234 mc/s	2,15 m/s	0,243 mc/s	2,18 mc/s
TRATTO III	0,115	75,00 m	1,10%	0,287 mc/s	2,26 m/s	0,297 mc/s	2,27 mc/s
TRATTO IV	0,173	115,20 m	0,30%	0,352 mc/s	1,49 m/s	0,352 mc/s	1,49 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 2.2 - via Cocchia							
	Area	Lunghezza	Pendenza	Portata 1	Velocità 1	Portata 2	Velocità 2
TRATTO I	0,179	119,50 m	0,50%	0,126 mc/s	1,36 m/s	0,124 mc/s	1,36 mc/s
TRATTO II	0,224	150,00 m	1,75%	0,226 mc/s	2,52 m/s	0,243 mc/s	2,55 mc/s
TRATTO III	0,142	94,00 m	1,00%	0,294 mc/s	2,19 m/s	0,304 mc/s	2,21 mc/s
TRATTO IV	1,151	383,86 m	0,73%	0,696 mc/s	2,63 m/s	0,776 mc/s	2,69 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 3 - parallela via Nuova Bagnoli							
	Area	Lunghezza	Pendenza	Portata 1	Velocità 1	Portata 2	Velocità 2
TRATTO I	0,361	350,00 m	0,20%	0,188 mc/s	1,08 m/s	0,167 mc/s	1,02 mc/s
TRATTO II	0,699	288,45 m	0,20%	0,410 mc/s	1,27 m/s	0,399 mc/s	1,27 mc/s
TRATTO III	0,317	135,21 m	0,20%	0,487 mc/s	1,34 m/s	0,483 mc/s	1,35 mc/s
TRATTO IV	0,031	31,00 m	0,20%	0,488 mc/s	1,34 m/s	0,487 mc/s	1,34 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse TP - collegamento a Turtle Point							
	Area	Lunghezza	Pendenza	Portata 1	Velocità 1	Portata 2	Velocità 2
TRATTO I	0,107	100,00 m	2,50%	0,078 mc/s	2,19 m/s	0,083 mc/s	2,23 mc/s
TRATTO II	0,038	31,00 m	0,20%	0,105 mc/s	0,77 m/s	0,100 mc/s	0,88 mc/s
TRATTO III	0,257	250,00 m	0,20%	0,203 mc/s	0,95 m/s	0,181 mc/s	1,08 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Via della Circumvallazione - Asse 4							
	Area	Lunghezza	Pendenza	Portata 1	Velocità 1	Portata 2	Velocità 2
TRATTO I	0,203	168,75 m	0,80%	0,131 mc/s	1,65 m/s	0,135 mc/s	1,66 mc/s
TRATTO II	0,409	185,00 m	0,20%	0,323 mc/s	1,28 m/s	0,313 mc/s	1,28 mc/s
TRATTO III	0,164	136,90 m	0,20%	0,355 mc/s	1,31 m/s	0,350 mc/s	1,31 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 5 - traversa via Cocchia							
	Area	Lunghezza	Pendenza	Portata 1	Velocità 1	Portata 2	Velocità 2
TRATTO I	0,090	75,00 m	2,20%	0,069 mc/s	2,02 m/s	0,072 mc/s	2,05 mc/s
TRATTO II	0,097	81,00 m	0,20%	0,128 mc/s	0,97 m/s	0,119 mc/s	0,96 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 6 (traversa via Nuova Bagnoli)							
	Area	Lunghezza	Pendenza	Portata 1	Velocità 1	Portata 2	Velocità 2
TRATTO I	0,182	130,00 m	0,20%	0,126 mc/s	0,97 m/s	0,113 mc/s	0,95 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 1.1 - Via P. Leonardi Cattolica							
	Area	Lunghezza	Pendenza	Portata 1	Velocità 1	Portata 2	Velocità 2
TRATTO I	0,280	200,00 m	0,20%	0,174 mc/s	1,08 m/s	0,158 mc/s	1,06 mc/s
TRATTO II	0,280	200,00 m	0,20%	0,261 mc/s	1,21 m/s	0,252 mc/s	1,20 mc/s
TRATTO III	0,393	280,59 m	0,20%	0,362 mc/s	1,32 m/s	0,355 mc/s	1,31 mc/s
Rete smaltimento acque di strada: Asse 1.2 - Via Nisida							
	Area	Lunghezza	Pendenza	Portata 1	Velocità 1	Portata 2	Velocità 2
TRATTO I	0,090	75,00 m	1,00%	0,069 mc/s	1,52 m/s	0,069 mc/s	1,52 mc/s
TRATTO II	0,120	100,00 m	2,50%	0,135 mc/s	2,55 m/s	0,144 mc/s	2,60 mc/s
TRATTO III	0,208	173,13 m	0,20%	0,228 mc/s	1,12 m/s	0,215 mc/s	1,11 mc/s
TRATTO IV	0,000	0,00 m	0,20%	0,215 mc/s	1,16 m/s	0,215 mc/s	1,16 mc/s

6. CALCOLO E DIMENSIONAMENTO DELLE RETI FOGNARIE NERE

L'elemento di base per una corretta ed approfondita progettazione delle opere fognarie nere è rappresentata dalle portate provenienti dagli scarichi civili ed industriali, ove presenti e conformi alla normativa vigente, raccolte lungo il percorso.

Il calcolo delle portate di tempo asciutto presenta notevoli incertezze, perché non è facile prevedere tutti gli altri elementi che influiscono sulla portata in fogna (percentuale di acqua distribuita che raggiunge le fogne e ripartizione delle portate nelle varie ore del giorno). Tuttavia, la letteratura tecnica fornisce degli indirizzi generali sul modo di determinare le portate di tempo asciutto delle fogne facendo riferimento al numero degli utenti serviti, alla dotazione idrica per abitante e per giorno e ad un opportuno coefficiente di dispersione che tiene conto dell'aliquota di acqua distribuita che non viene scaricata nelle fogne.

Per valutare il numero di abitanti da servire nei singoli tratti e conseguentemente la portata da smaltire si è fatto riferimento al PFTE dove i progettisti hanno valutato, attraverso l'analisi dei documenti del PRARU, per ogni area tematica, il numero degli abitanti equivalenti stimabili per le diverse unità di intervento sulla base delle relative destinazioni d'uso e fissando come dotazione idrica individuale giornaliera per abitante equivalente il valore di 325 l/giorno.

La portata media giornaliera (Q_{nm}) dei liquami è stata determinata tramite la classica relazione:

$$Q_{nm} = \alpha \cdot D \cdot A.E. / 86400 \text{ [l/s]}$$

dove:

α = coefficiente di afflusso in fogna, confermato pari a 0.8;

D = dotazione idrica individuale giornaliera [litri/(unità * giorno)];

A.E. = numero di abitanti equivalenti serviti dalla fognatura.

Tale valore, poichè non tiene conto delle contemporaneità e delle ore di punta nelle quali è concentrato l'afflusso in rete, è stato moltiplicato per il coefficiente di punta (c_p), a favore di sicurezza, pari a 5.

I risultati di tali elaborazioni sono riportati nella tabella che segue:

Per il proporzionamento dei vari tratti di rete si è fatto ricorso ad una delle più frequenti formule che la letteratura tecnica fornisce, quella di Gaukler Strickler:

$$Q = K \cdot \sigma \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- Q, espressa in mc/s, rappresenta portata del tratto;
- K, coefficiente adimensionale, è la costante di Gaukler-Strickler il cui valore è legato alla scabrezza della parete su cui scorre l'acqua;
- R, espresso in metri, rappresenta il rapporto tra la sezione idrica e il contorno bagnato, noto come raggio idraulico;
- i, la pendenza geometrica del collettore o del ramo di canale che si considera.

Il materiale impiegato nelle tubazioni della rete nera è lo stesso di quello della fognatura stradale le cui caratteristiche sono di seguito riassunte:

- per diametri nominali fino a 315 mm utilizzo di tubazioni corrugate in HDPE nel rispetto di normativa UNI esistente;
- per diametri nominali oltre 315 mm utilizzo di tubazioni spiralate in HDPE con anima di acciaio nel rispetto di normativa UNI esistente.

Nei calcoli ovviamente si è tenuto conto del fatto che i tubi corrugati sono identificati con il valore del diametro esterno mentre i tubi spiralati sono classificati per i diametri interni. Va inoltre precisato che si è adottata la scelta progettuale di non utilizzare tubazioni di diametro commerciali inferiore a 315 mm, nelle quali potrebbero facilmente aver luogo fenomeni di intasamento dovuti alla presenza di sedimenti o altri scarichi impropri.

Relativamente ai valori usati nei calcoli si segnala che data la natura delle acque da raccogliere si è assunto nei calcoli per il coefficiente K il valore altamente cautelativo di 70, anche se la letteratura tecnica a disposizione suggerisce valori più elevati trattandosi di materiali plastici rientranti nella classe dei tubi lisci. Ciò significa che le velocità in condotta saranno all'incirca il doppio di quelle di progetto.

In fase di dimensionamento si è imposto che nei tratti con piccoli diametri il grado di riempimento restasse nell'ordine de 50% mentre per i diametri maggiore non superasse mai il valore dell'80%.

L'elaborazione dei dati è stata sviluppata attraverso l'impiego di fogli di calcolo programmati da alcuni soci della Hysomar ed i risultati sono riportati nelle tabelle allegate.

FOGNATURA NERA

Asse 3 - via Coroglio								
TRATTO	Materiale	Pendenza	Portata mc/s	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V m/sec	L mt
TRATTO I	PEad corrugato	0,20%	0,006	DN 315	30%	0,08	0,40	186,00
TRATTO II	PEad +Acc	0,20%	0,033	DN 400	43%	0,17	0,63	128,66
TRATTO III	PEad +Acc	0,20%	0,044	DN 400	51%	0,20	0,68	31,00
TRATTO IV	PEad +Acc	0,20%	0,061	DN 400	62%	0,25	0,73	248,00
TRATTO V	PEad +Acc	0,20%	0,061	DN 400	62%	0,25	0,73	40,45
TRATTO VI	PEad +Acc	0,20%	0,061	DN 400	62%	0,25	0,73	111,39
TRATTO VII	PEad +Acc	0,20%	0,061	DN 400	62%	0,25	0,73	290,90
TRATTO VIII	PEad +Acc	0,20%	0,065	DN 400	65%	0,26	0,74	463,34
TRATTO IX	PEad +Acc	0,20%	0,067	DN 400	67%	0,27	0,75	155,00
TRATTO X	PEad +Acc	0,20%	0,071	DN 400	70%	0,28	0,76	88,48
TRATTO XI	PEad +Acc	0,20%	0,083	DN 400	80%	0,32	0,77	260,46
TRATTO XII	PEad +Acc	0,20%	0,087	DN 400	84%	0,34	0,77	32,00
TRATTO XIII	PEad +Acc	0,20%	0,093	DN 500	56%	0,28	0,82	93,00
TRATTO XIV	PEad +Acc	0,20%	0,093	DN 500	56%	0,28	0,82	31,00
Asse TP (lato Parco)								
TRATTO	Materiale	Pendenza	Portata mc/s	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V m/sec	L mt
TRATTO I	PEad corrugato	0,20%	0,010	DN 315	39%	0,11	0,46	73,02
TRATTO II	PEad corrugato	0,20%	0,015	DN 315	49%	0,13	0,52	200,00
Via Circumvallazione - Asse 2.2								
TRATTO	Materiale	Pendenza	Portata mc/s	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V m/sec	L mt
TRATTO I	PEad corrugato	1,00%	0,005	DN 315	18%	0,05	0,67	125,00
TRATTO II	PEad +Acc	0,38%	0,052	DN 400	46%	0,18	0,90	433,84
TRATTO III	PEad +Acc	0,20%	0,065	DN 400	65%	0,26	0,74	148,95
TRATTO IV	PEad +Acc	0,20%	0,091	DN 500	55%	0,28	0,81	865,30
Condotta dalla discesa Coroglio all'Hub di Coroglio								
TRATTO	Materiale	Pendenza	Portata mc/s	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V m/sec	L mt
TRATTO I	PEad +Acc	1,50%	0,093	DN 400	44%	0,18	1,74	231,15
Condotta via Nisida - Impianto sollevamento 2								
TRATTO	Materiale	Pendenza	Portata mc/s	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V m/sec	L mt
TRATTO I	PEad corrugato	3,00%	0,008	DN 315	34%	0,09	0,43	89,00
Condotta premente per lo smaltimento delle acque reflue di Nisida								
TRATTO	Materiale	Pendenza	Portata mc/s	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V m/sec	L mt
TRATTO I	PEad nero		0,008	DN 140	1000%		0,63	428,95

7. CALCOLO E PDIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA BIANCA

Come ampiamente illustrato in precedenza il PFTE è stato concepito sul principio dell'invarianza idraulica. Gli obiettivi attesi con tale sistema sono finalizzati alla difesa del suolo in quanto attraverso essi si raggiungono i seguenti traguardi:

- smaltire le acque delle zone edificate in modo più prossimo possibile allo stato naturale;
- limitare l'impermeabilizzazione del suolo;
- non canalizzare acque non inquinate;
- attuare la ritenzione per limitare le punte di deflusso.

Quando un bacino subisce un intervento antropico (artificializzazione) i deflussi vengono canalizzati e le superfici regolarizzate.

Si ha quindi una accelerazione del deflusso con conseguente aumento dei picchi di piena e delle condizioni di rischio idraulico. Pertanto, ogni intervento che provoca impermeabilizzazione dei suoli ed aumento della velocità di corrivazione deve essere associato ad azioni correttive volte a mitigarne gli effetti.

Sui principi ispiratori del drenaggio urbano sostenibile e dell'invarianza idrologica e idraulica (controllo dei deflussi meteorici "a monte", cioè presso le stesse aree di formazione dei deflussi, mediante immagazzinamento e infiltrazione locali, senza quindi generare nuove portate meteoriche da smaltire "a valle" nelle reti di drenaggio) è avvenuto il dimensionamento delle opere fognarie del PFTE.

Tali criteri sono sicuramente quelli più recenti in ambito internazionale e nazionale e prevedono che ogni area soggetta a riduzione di permeabilità rispetto alle preesistenti condizioni naturali sia al suo interno dotata di misure di laminazione e infiltrazione atte nel loro complesso a evitare che la medesima area invii nella rete di drenaggio portate meteoriche maggiori di quelle commisurate alle preesistenti condizioni naturali.

Nel rispetto di tali regole la nuova urbanizzazione nell'area SIN Bagnoli - Coroglio dovrà assicurare che il carico idraulico generato dalle acque meteoriche di tempi di ritorno 50 anni che graveranno sulla rete a causa dell'incremento di superficie impermeabile sia gestito (laminato e/o infiltrato) interamente all'interno dell'area SIN nel rispetto del valore limite delle portate inviate nel ricettore finale pari a 10 l/s per ettaro di superficie impermeabile in aderenza ai principi già in vigore in diverse normative regionali italiane o estere . (tracui quella recente della Regione Lombardia: Legge regionale n.4 del 15 marzo 2016 e Regolamenti n. 7/2017 e n. 8/2019 attuativi dell'invarianza idrologica e idraulica).

Con l'utilizzo di tale accorgimento tecnico sarà possibile non turbare l'equilibrio preesistente alla lottizzazione e ridurre notevolmente gli afflussi nella rete fognaria comunale e raggiungere l'obiettivo di rispettare i valori fissati

dal PFTE di 10 l/sec*ha quale portata massima scaricabile.

Conseguentemente tutte le acque provenienti da nuove opere dovranno come recapito finale al loro interno un pozzetto tarato per immettervi una portata massima di valle di 10 l/s per ettaro di superficie impermeabilizzato nella rete dedicata alla raccolta di queste acque.

Le acque dovranno essere trattate opportunamente ed essere schive da qualsiasi impurità prima della loro immissione della rete bianca.

Sulla base di tale principio si è proceduto a determinare il contributo che ciascuna area tematica potrà e dovrà far confluire nei collettori di progetto.

Naturalmente il rispetto e la progettazione di tale opere ricadrà a carico dei progettisti delle opere delle singole aree tematiche mentre a carico del RTP ricade l'onere di progettare le opere fognarie per lo smaltimento finale.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i contenuti delle singole fondiari.

Per il proporzionamento dei vari tratti di rete si è fatto ricorso ad una delle più frequenti formule che la letteratura tecnica fornisce, quella di Gaukler Strickler:

$$Q = K \cdot \sigma \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- Q, espressa in mc/s, rappresenta portata del tratto;
- K, coefficiente adimensionale, è la costante di Gaukler-Strickler il cui valore è legato alla scabrezza della parete su cui scorre l'acqua;
- R, espresso in metri, rappresenta il rapporto tra la sezione idrica e il contorno bagnato, noto come raggio idraulico;
- i, la pendenza geometrica del collettore o del ramo di canale che si considera.

Il materiale impiegato nelle tubazioni della rete bianca è lo stesso di quello della rete stradale le cui caratteristiche sono di seguito riassunte:

- per diametri nominali fino a 315 mm utilizzo di tubazioni corrugate in HDPE nel rispetto di normativa UNI esistente;
- per diametri nominali oltre 315 mm utilizzo di tubazioni spiralate in HDPE con anima di acciaio nel rispetto di normativa UNI esistente.

Nei calcoli ovviamente si è tenuto conto del fatto che i tubi corrugati sono identificati con il valore del diametro esterno mentre i tubi spiraliati sono classificati per i diametri interni. Va inoltre precisato che si è adottata la scelta progettuale di non utilizzare tubazioni di diametro commerciali inferiore a 315 mm, nelle quali potrebbero facilmente aver luogo fenomeni di intasamento dovuti alla presenza di sedimenti o altri scarichi impropri.

Relativamente ai valori usati nei calcoli si segnala che data la natura delle acque da raccogliere si è assunto nei calcoli per il coefficiente K un valore altamente cautelativo variabile da 70 a 80 in punizione e del diametro, anche se la letteratura tecnica suggerisce di adottare per i materiali impiegati valori più elevati trattandosi di materiali plastici rientranti nella classe dei tubi lisci. Ciò significa che le velocità in condotta saranno in alcuni casi anche all'incirca il doppio di quelle di progetto.

In fase di dimensionamento si è imposto che nei tratti con piccoli diametri il grado di riempimento restasse nell'ordine de 50% mentre per i diametri maggiore non superasse mai il valore dell'80%.

L'elaborazione dei dati è stata sviluppata attraverso l'impiego di fogli di calcolo programmati da alcuni soci della Hysomar ed i risultati sono riportati nelle tabelle di seguito allegate. Fissati tali parametri si è proceduto ad effettuare le verifiche di funzionamento in condizioni di moto uniforme. I risultati di tali elaborazioni sono riportati nella tabella di seguito riportata.

FOGNATURA BIANCA

Smaltimento acque bianche - Asse 9 (Via Coroglio) - Fosso Bianchettaro

TRATTO	Materiale	Pendenza	Portata mc/s	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec	L mt
TRATTO I	Pead +Acc	0,20%	0,063	DN 400	64%	0,26	0,74	230,38
TRATTO II	Pead +Acc	0,20%	0,063	DN 400	64%	0,26	0,74	275,40
TRATTO III	Pead +Acc	0,20%	0,063	DN 400	64%	0,26	0,74	620,00

Smaltimento acque bianche: Asse 3 (parallela via Nuova Bagnoli)

TRATTO	Materiale	Pendenza	Portata mc/s	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec	L mt
TRATTO I	Pead +Acc	0,20%	0,022	DN 400	34%	0,14	0,56	275,00
TRATTO II	Pead +Acc	0,20%	0,046	DN 400	52%	0,21	0,69	300,00
TRATTO III	Pead +Acc	0,20%	0,056	DN 400	59%	0,24	0,72	134,36

Scarico emergenza Vasca inv 2

TRATTO	Materiale	Pendenza	Portata mc/s	D nominale mm	h/D %	Tirante mt	V mc/sec	L mt
TRATTO I	Pead +Acc	0,35%	0,556	DN 700	79%	0,55	1,69	396,66

8. DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO.

8.1. DIMENSIONAMENTO OPERE ELETTROMECCANICHE

Per il dimensionamento delle pompe si è fatto riferimento alla norma UNI EN 12056-4 che suggerisce (non prescrive) una durata minima di funzionamento di:

- 2,2 sec. per pompe fino a 2,5 kW-
- 5,5 sec. per pompe da 2,5 a 7,5 kW-
- 5,5 sec. per pompe oltre 7,5 kW
- un pompaggio minimo di 20 litri/s.

Per determinare la potenza in kW da assegnare alle pompe ai due impianti di sollevamento si è fatto ricorso alla classica formula

$$P = 9,81 \frac{Q * H_{tot}}{\eta}$$

dove

- P è la potenza dell'impianto di sollevamento P[kW]
- Q [m³/s] è la portata da sollevare;
- H_{tot} [m] la prevalenza totale
- η: rendimento complessivo dell'impianto in prima approssimazione pari a 0,7

In definitiva si ottiene quanto di seguito riportati:

POMPA DIMENSIONAMENTO

VASCA 1	
Portata mc/s	0,101
Prevalenza mt	7,20
Rendimento	0,70
P [kW]	10

VASCA 2	
Portata mc/s	0,056
Prevalenza mt	6,96
Rendimento	0,70
P [kW]	5

Ogni gruppo di pompaggio è composto da tre pompe del tipo sommergibile centrifugo, di cui una di riserva, specifiche per la movimentazione di liquami fognari. Le pompe sono dotate di interruttore di livello a galleggiante e sono fissate sul fondo della vasca tramite installazione con piedi di accoppiamento automatico e tubi guida. Le rispettive linee di sollevamento sono costituite da tre tubazioni in acciaio zincato, dotate di valvola di ritegno che si raccordano in una unica tubazione di mandata.

Il funzionamento avviene in maniera automatica attraverso i galleggianti collegati ai livelli idrici che si raggiungono nelle varie fasi all'interno delle vasche di raccolta.

La terza pompa ha funzione di riserva non essendo previsto scarico di emergenza nelle vasche.

Per la economicità di esercizio, per ottenere la pressione costante e la silenziosità di funzionamento delle pompe si è previsto l'utilizzo di apparecchiature tipo inverter che consentono la variazione della frequenza di alimentazione dei motori elettrici. Con tali apparecchiature sarà possibile ottenere la riduzione delle correnti di spunto in fase di partenza, il minor assorbimento delle elettropompe a regime e la gradualità di spegnimento dei motori la cui rotazione viene modulata a seconda della quantità di liquido prelevato dall'impianto. Infine, con l'ausilio di tali apparecchiature si annulla lo spreco di energia tipico dei gruppi di pompaggio azionati da pressostati o ad altre apparecchiature elettroniche.

8.2. DIMENSIONAMENTO VASCHE IMPIANTI SOLLEVAMENTO

La realizzazione di un impianto di sollevamento in una rete urbana di fognatura si rende necessaria allorché si è in presenza di scavi a profondità eccessive ed estremamente onerose che obbligano il progettista ad assegnare alle condotte pendenze troppo piccole, che sono sempre causa di noie: rischio di contropendenze nella posa, velocità di flusso insufficienti a garantire l'autolavaggio con conseguente formazione di sedimenti persistenti, accentuata aggressività dei liquami dovuta a sviluppo di idrogeno solforato.

In presenza di tali problematiche diventa importante cercare il miglior disegno della stazione di sollevamento al fine di ridurre i problemi d'impatto ambientale e di assicurare il maggior grado possibile di sicurezza di funzionamento.

Le dimensioni delle vasche vanno assunte in modo da evitare la presenza di zone "morte", al fine dello smaltimento dei sedimenti melmosi, facilmente putrescibili, che tendono a formarsi quando le pompe non sono in funzione.

Per raggiungere tali obiettivi è necessario tenere costantemente in debita considerazione che si ha a che fare

con un liquido caratterizzato dalla presenza di corpi galleggianti, di sostanze solide sedimentabili, di sostanza organica putrescibile, di grassi, olii e comunque di sostanze flottanti tendenti a formare crostoni superficiali.

Pertanto, in sede di progettazione il volume utile di una vasca è stato fissato al valore minimo necessario per ottenere:

1. il massimo numero di avviamenti orari compatibili con le pompe,
2. il minimo tempo di stazionamento dei liquami nella vasca e conseguentemente lo sviluppo di odori nauseabondi e di gas tossici;

per rendere il più possibile regolare, disaerato, libero da vortici e non rotante il flusso verso l'aspirazione della pompa, al fine di evitare riduzione del rendimento idraulico e aumento di rumorosità, vibrazioni e danneggiamenti meccanici.

Partendo dai risultati degli studi esistenti su modelli e delle esperienze nel campo si è proceduto secondo le seguenti linee:

- il disegno della vasca è stato realizzato in modo da evitare la presenza di zone "morte", cioè non interessate dall'azione di richiamo delle pompe, in tal modo garantendo lo smaltimento dei sedimenti melmosi, facilmente putrescibili, che tendono a formarsi quando le pompe non sono in funzione;
- il volume utile della vasca, cioè quello compreso fra il livello più alto di attacco e quello più basso di arresto, è stato dimensionato al valore minimo necessario per ottenere un soddisfacente lavoro delle elettropompe nelle condizioni più sfavorevoli che generano il massimo numero di avviamenti orari; riducendo al minimo il tempo di stazionamento dei liquami nella vasca e conseguentemente lo sviluppo di odori nauseabondi e di gas tossici;
- si sono posizionate le pompe in modo che il flusso verso l'aspirazione della pompa avvenga disaerato, libero da vortici e non rotante; la mancanza di uniformità del flusso, la presenza di rilevanti quantitativi di aria disciolta e l'eccesso di vorticosità determinano uno squilibrio e un'instabilità del carico sulla girante, con conseguente riduzione del rendimento idraulico e aumento di rumorosità, vibrazioni e danneggiamenti meccanici.

Il dimensionamento delle vasche è stato sviluppato nel rispetto della norma EN 752:2017 che suggerisce che *"la setticità deve essere limitata"*.

Ogni stazione di sollevamento è stata equipaggiata con due pompe uguali che si avviano in sequenza all'aumentare del livello e si arrestano in sequenza al diminuire del livello.

Il volume utile dell'accumulo, che è il volume compreso tra la parte superiore del corpo pompa e il punto

massimo di riempimento previsto, è stato fissato con la classica formula

$$V = \frac{Q * T}{4}$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m³)

Q = portata della pompa in mandata (m³/s): 0,01

T = intervallo tra due attacchi successivi (s).

8.3. DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SOLLEVAMENTO

Il dimensionamento della condotta di mandata di un impianto di sollevamento è un problema economico che deve tener conto non della sola spesa della condotta, ma anche delle spese relative all'impianto nel suo complesso.

Il progetto di un impianto di sollevamento è finalizzato al dimensionamento del diametro D di una condotta che convoglia l'acqua aspirata in A dalla pompa P ad un punto B, più in alto di A, di un dislivello H.

Il dimensionamento delle condotte di mandata cioè di una condotta, che deve convogliare una portata tramite una pompa che eleva da un serbatoio ad altro più in alto, è strettamente correlato ad un problema economico in quanto in fase progettuale bisogna tener conto non della sola spesa della condotta ma anche delle spese relative all'impianto nel suo complesso.

È ben noto che la scelta del diametro D dipende da due fattori intimamente interconnessi tra di loro:

- dal costo S' della tubazione e;
- dal costo S'' dell'energia da spendere per sollevare la porta Q di y al disopra del dislivello H.

In pratica la scelta del diametro D è funzione del costo S' della tubazione più quello del costo S'' dell'energia spesa per sollevare la portata del tratto dal1a quota più bassa a quella più alta. Il valore di D va quindi determinato in modo che la somma del costo S' della tubazione più quello S'' dell'energia da spendere, per sollevare Q di y al disopra del dislivello H, siano minimi.

È ovvio che noi possiamo dare al diametro D un valore a nostro arbitrio e poi assicurare il funzionamento proporzionando la potenza del gruppo motore - pompa dell'impianto in funzione del diametro scelto. Precisamente se D è questo diametro e l la lunghezza della tubazione, in questa si ha una perdita di carico

valutabile, ad esempio, tramite la classica formula di Darcy:

$$y = \beta \frac{Q^2}{D^5} l$$

dove:

- y è la perdita di carico lungo la condotta;
- β coefficiente di scabrezza;
- Q la portata;
- D il diametro del tratto.

Il gruppo motore pompa deve cioè fornire in ciascuna unità di tempo, alla portata Q da inviare in B oltre la potenza assolutamente necessaria γQH l'altra γQy da spendere per vincere le resistenze idrauliche.

Ciò significa che la quota piezometrica a valle della pompa, è $H + y$, dove H è il salto geodetico esistente tra monte e valle e y la perdita di carico nella condotta di mandata.

Inoltre, bisogna tenere in conto delle perdite di carico localizzate per le singolarità geometriche delle tubazioni quali imbocchi, sbocchi, curve, organi di intercettazione, divergenti o convergenti, ecc.. In questa fase progettuale esse sono state poste pari al 10% delle perdite continue

Il secondo fattore di spesa S'' è strettamente dipendente dal gruppo motore pompa che deve fornire in ciascuna unità di tempo alla portata Q da sollevare oltre alla potenza necessaria QH , anche l'altra Qy da spendere per vincere le resistenze ed è funzione del numero n delle ore di funzionamento.

Per determinare tale costo è necessario quantificare la potenza da assegnare all'impianto di sollevamento P [kW] da determinarsi attraverso la classica formula:

$$P = 9,81 \frac{Q * H_{tot}}{\eta}$$

con

- Q [m^3/s]: portata sollevata
- H_{tot} [m]: prevalenza totale
- η : rendimento complessivo dell'impianto in prima approssimazione pari a 0,7

dove H_{tot} è la quota piezometrica a valle della pompa determinata dalla somma $H + y$.

Stimato il numero n di ore di funzionamento nell'anno dell'impianto, la valutazione della spesa S'' necessaria per pagare l'energia consumata in un anno si può fare ricorso alla formula:

$$S'' = \frac{1}{r} C_w \frac{9,8Qy}{\eta} n$$

dove

- n sono le ore di funzionamento annuo
- η è il rendimento delle pompe;
- C_w è il costo di un KWh;
- r il tasso di interesse da impiegare per la capitalizzazione assunto pari al 5%.

La somma $S = S' + S''$ è funzione solo di D , in quanto y può calcolarsi solo una volta noto D .

La ricerca del miglior diametro della condotta di mandata si ottiene quindi facendo variare il diametro D per cercare quello che rappresenta la soluzione minima ottimale economica.

Scegliere un diametro D molto piccolo significa spendere molto poco nell'acquisto della tubazione ma aumentare molto la spesa dell'energia. Se invece si assume D molto grande l'acquisto della tubazione diventa eccessivamente gravoso. Invero ci sarebbe ancora da considerare il costo del macchinario, quello della posa in opera delle tubazioni e quello di manutenzione: ma questi tre ultimi ugualmente possono considerarsi indipendenti dal diametro che si va ad assegnare alla tubazione.

La scelta del diametro D ottimale è quindi quella che rende minima la somma del costo S' della tubazione più quello S'' dell'energia da spendere, per sollevare Q di y al disopra del dislivello H .

La risoluzione del problema è rappresentata dalla formula semplificata, quale

$$D \cong 1,5\sqrt{Q}$$

Con il diametro così dimensionato è possibile impiegare una tubazione che all'interno della quale la velocità del liquido è compreso nel range tra 0,8 e 1,2 m/s.

Il materiale impiegato per la condotta di mandata, nei tratti funzionanti a pressione a valle delle pompe, è il polietilene alta densità PE100-RC, a parete liscia solida, dotata di marchio di conformità di prodotto alla norma UNI EN 12201-2 rilasciato da Organismo di certificazione terzo accreditato secondo UNI CEI EN ISO/IEC 17065.

Il materiale d'origine e i tubi sono di tipo RC (Resistant to Crack) ad elevata resistenza alla crescita lenta della frattura, per reti di trasporto acque di scarico civili o industriali in pressione.

Al fine di verificare il rispetto della normativa vigente sulle tubazioni si è proceduto in questa fase a sviluppare lo studio del funzionamento della condotta a seguito di manovre di regolazione rapide all'interno delle tubazioni di mandata. In occasione di tali manovre si instaura il fenomeno del colpo d'ariete, durante il quale le grandezze caratteristiche della corrente liquida (pressione, velocità, portata) variano non solo nel tempo, ma anche lungo la tubazione.

L'aspetto più importante del fenomeno del colpo d'ariete è la determinazione delle massime sovrappressioni e depressioni che si verificano lungo la condotta, che possono risultare molto pericolose: le prime per le maggiori sollecitazioni che provocano nel materiale e le seconde perché possono far scendere la pressione interna al di sotto della pressione atmosferica, per cui la tubazione risulta soggetta a sforzi di compressione e può non resistere per fenomeni di instabilità elastica.

Le norme tecniche sulle tubazioni, contenute nel D.M. 12.12.1985, fissano dei limiti alla massima sovrappressione da colpo d'ariete ammissibile nelle tubazioni in pressione, in funzione della pressione idrostatica: se dai calcoli si ricavano sovrappressioni maggiori è indispensabile prevedere l'installazione di dispositivi di attenuazione.

Sul punto specifico le norme impongono che le sovrappressioni conseguenti a fenomeni transitori, indipendentemente dalla tipologia delle tubazioni impiegate, siano contenute nei limiti indicati nella tabella III di seguito allegata.

Tabella III - Pressione in kgf/cm²

Pressione idrostatica fino a	6	6 ÷ 10	10 ÷ 20	20 ÷ 30
Sovrappressione di colpo d'ariete	3	3 ÷ 4	4 ÷ 5	5 ÷ 6

(*) Per adeguarsi alle grandezze del S.I. si ricordano le seguenti uguaglianze:

1 Newton = 1 kgf/9.81;

1 Pascal = 1 Newton/m²

Negli impianti di sollevamento il problema del colpo d'ariete è molto importante, in quanto la situazione più critica si verifica generalmente a seguito di un brusco distacco del carico, che dà luogo all'arresto della pompa in un tempo molto breve, per cui le massime oscillazioni di pressione possono raggiungere valori assai elevati.

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

Numerosi studi effettuati su impianti sperimentali hanno evidenziato che la manovra di chiusura non è istantanea, in quanto la girante della pompa continua, per un breve tempo, a sollevare l'acqua e che la pompa cessa di erogare portata quando il numero di giri scende a circa il 50 % di quello di regime.

Per calcolare le massime oscillazioni di pressione negli impianti di sollevamento privi di dispositivi di attenuazione è possibile utilizzare lo studio sviluppato da Mendiluce, che da una serie di osservazioni su impianti sperimentali di diverse caratteristiche, è pervenuto a definire attraverso la formula di seguito riportata il tempo T_c (in secondi) durante il quale la pompa continua ad erogare la portata dopo il distacco della potenza motrice: L'espressione analitica per la determinazione del tempo che intercorre tra lo stacco di energia ed il termine di erogazione della portata ($V=0$) è la seguente:

$$T_c = C + k \frac{V_0 L}{gH_m}$$

dove H_m (in metri) è la prevalenza manometrica della pompa nel funzionamento a regime e C e k sono due costanti ricavate da valori rilevati nel funzionamento a regime in numerosi impianti di sollevamento funzionanti con velocità pari o superiore a 0,5 m/sec..

Nella formula la costante C assume i valori riportati in tabella:

H/L %	10	20	25	30	35	40
C	1	1	0,8	0,5	0,4	0

e la costante k che dipende invece dalla lunghezza L della condotta assume il valore secondo le formule di seguito riportate:

- a) $k=1$ per $L>2000$ m
- b) $k=2-0,0005*L$ per $L\leq 2000$ m

Per valori di $H_m/L > 0,4$ la teoria di Mendiluce consiglia di ritenere prudenzialmente che l'arresto della pompa sia istantaneo.

Determinato il tempo T_c ed ipotizzando una decrescita lineare della portata fino ad annullarsi all'istante T_c e che quindi conseguenzialmente che la velocità V decresca linearmente, si può ritenere valida la teoria di Michaud.

Definiamo c la celerità, ovvero la velocità con cui si propaga la perturbazione (dipendente dalla comprimibilità del fluido e della condotta) valutabile attraverso

$$C = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{D \epsilon}{s E}}}$$

dove ϵ e ρ sono il modulo di compressibilità cubica e la densità dell'acqua, E il modulo di elasticità del materiale della tubazione, D e s il diametro e lo spessore di quest'ultima e fase θ il tempo che impiega l'onda di pressione a ritornare al punto iniziale, valutabile attraverso la formula $t=2L/a$ si può ammettere che in tali ipotesi per una manovra lineare di chiusura in θ fasi la velocità V al termine di una fase i esima è data da

$$V_i = V_0 \left(1 - \frac{i}{\theta}\right)$$

Pertanto, per manovre lineari, sia di chiusura sia di apertura, le massime oscillazioni di carico possono essere determinate attraverso

$$Y_{max} - Y_0 = |Y_{min} - Y_0| = \frac{C V_0}{g^e}$$

$$Y_{max} - Y_0 = |Y_{min} - Y_0| = \frac{2 L V_0}{g T_c}$$

Nel foglio di calcolo all'uopo sviluppato sono riportati i valori che si instaurano nella condotta di mandata a valle della vasca S_2 .

**IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO
VIA COROGLIO - VIA CATTOLICA**

LUNGHEZZA CONDOTTA (M)	117,63
DIAMETRO INTERNO (M)	0,353
SPESSORE (M)	0,024
COEFF. SCABREZZA K GAUCKLER STRICKLER	80
PREVALENZA GEODETICA (M)	7,95
PERDITA DI CARICO (M)	0,50
PORTATA (MC/SEC)	0,101
MATERIALE TUBAZIONE	PEAD
AREA TUBO (MQ)=	0,098
VELOCITA' (M/SEC)	1,031

DIMENSIONAMENTO POMPAGGIO	
RENDIMENTO η	0,70
POTENZA (kW)	12
MODULO COMPR. LIQUIDO (KG/MQ)	2,07E+08
DENSITA' LIQUIDO (KG*SEC^2/M^4)	102
MODULO YOUNG TUBO (KG/MQ)	9,00E+07
CELERITA' (M/SEC)	240

spessore	celerità
12	172
14	186
16	198
18	210
20	221
22	232
24	242

H _m /L	C
0,00	1,00
0,20	0,75
0,28	0,50
0,32	0,25
0,37	0,00
1,00	0,00

MENDILUCE

Tempo di chiusura T _c		sec
H _g	7,95	mt
DY	0,498	mt
H _m	8,45	mt

H _m /L	0,072
Valore C	1,00

Costante K	1,941
------------	-------

Micheaud		
T _c	3,841	secondi
$\Delta Y = Y_{max} - Y_g$	6,44	metri
$\Delta Y = Y_{min} - Y_g$	-1,51	metri

RISULTATI	
SOVRAPPRESSIONE	Va bene

Dalla verifica effettuata emerge che la massima sovrappressione calcolata rispetta i limiti previsti dalla tabella III del D.M. LL.PP del 12.12.1985 e nel sistema non occorre inserire dispositivi di riduzione della sovrappressione. Per l'altra vasca ovviamente essendoci immissione diretta della portata sollevata nel tratto fognario di valle tale verifica non è stata effettuata.

8.4. DESCRIZIONE DELLE OPERE ELETTROMECCANICHE

Le pompe che sono previste nei due impianti di sollevamento hanno uguali caratteristiche ed in entrambi è prevista una pompa di riserva per ciascun modello di pompa. Le pompe si prevedono con utilizzo in rotazione e la pompa di riserva avrà funzione anche di riserva attiva.

Per ogni pompa è prevista l'installazione di inverter al fine di agevolare la modulazione del funzionamento in base alla variabilità della portata da sollevare.

I criteri generali per la progettazione degli impianti di sollevamento sono quelli che la letteratura tecnica suggerisce e che di seguito si riportano:

- posizionare le opere di progetto in considerazione della conformazione plano-altimetrica del terreno, degli ingombri in pianta dei manufatti, delle quote idrauliche di progetto, della facilità di accesso, dei distacchi dai confini, in modo da utilizzare al meglio la superficie occupata;
- ridurre il costo di investimento dell'intervento, minimizzando quando possibile l'entità dei volumi di scavo, le lunghezze delle tubazioni di collegamento, nonché il costo delle specifiche opere d'arte da realizzare;
- posizionare le tubazioni in ingresso ed in uscita dal sollevamento coerentemente con le direzioni esterne;
- ridurre, per quanto possibile, le interferenze con gli impianti esistenti, ed i servizi presenti nel sottosuolo (in particolare: tubazioni idriche e del gas, fognature, linee elettriche AT e MT, polifere telefoniche);
- agevolare l'accessibilità agli impianti, per favorire le operazioni di manutenzione e contenerne sia i costi che i tempi d'intervento;
- adottare tutte le misure e gli accorgimenti (qualità e caratteristiche dei materiali, tecnologie di esecuzione dei lavori, accessibilità ed ispezionabilità dei manufatti, ecc.) per cercare di garantire la migliore affidabilità degli impianti;
- minimizzare l'impatto ambientale delle opere, sia in corso di esecuzione sia a lavori ultimati, cercando di rispettare le caratteristiche urbanistiche e paesaggistiche del territorio interessato.
- l'area dell'impianto è stata completamente delimitata, lungo il perimetro, con una recinzione anti-intrusione;
- sulle condotte di aspirazione e mandata delle pompe sono stati installati gli appositi sezionamenti e giunti per agevolare la rimozione o il by-pass della pompa in caso di manutenzione.
- sulla condotta premente è stata installata la valvola di non ritorno;
- a valle del sollevamento è prevista l'installazione di un misuratore di portata;
- è prevista l'installazione di un gruppo elettrogeno di continuità in ogni impianto.

Su questi principi è avvenuta la scelta del tipo di pompe da installare. In particolare, si prevede l'uso di elettropompe sommerse di tipo centrifugo, con piede di accoppiamento e catena di estrazione, del tipo

trituratrici o a girante arretrata a canale aperto (con passaggio libero di almeno 80/100 mm).

Il numero di pompe di progetto è stato fissato tenendo conto del rapporto tra portata media e portata massima di progetto, nonché dalle condizioni di breve/medio termine che possono rendere opportuno far prevedere una gradualità nell'inserimento delle macchine.

Si sono previste pompe di eguali caratteristiche (portata e prevalenza) e si è prevista una pompa di riserva.

Le stazioni sono state tutte dotate della predisposizione al telecomando/telecontrollo.

Per l'alimentazione elettrica degli impianti è prevista una derivazione dal punto di fornitura in BT non essendo la potenza impegnata dall'impianto di sollevamento superiore a 100 kW.

Trattandosi di piccoli impianti il quadro elettrico è stato alloggiato in apposito armadietto stagno posto all'esterno.

Gli impianti di sollevamento reflui sono stati dotati di gruppi elettrogeni di continuità per consentirne il funzionamento anche in caso di interruzione della tensione elettrica di alimentazione delle pompe. I gruppi sono stati collocati all'esterno, entro manufatto coperto con recinzione in grigliato tipo keller e platea di fondazione con vasca di raccolta per eventuali fuoriuscite di carburante.

9. NUOVE OPERE DI PROGETTO

9.1. POZZETTI DI LAVAGGIO

Il lavaggio delle fogne ha lo scopo di spurgare periodicamente con cacciate d'acqua le fogne nelle quali le velocità sono scarse e non tali perciò da assicurare il trasporto delle sostanze solide, nonché lo scopo di effettuare saltuariamente una più accurata pulizia delle fogne.

La necessità di cacciate d'acqua si sente in tutte le fogne morte, o teste di fogna, cioè nei rami ultimi in cui non confluisce alcuna altra fogna. Ivi infatti, le portate nere sono piccolissime, sicché anche se la pendenza della fogna è notevole le velocità sono in genere scarse. L'ideale sarebbe di disporre delle cacciate d'acqua alla testata di tutte le fogne morte ma questo spesso non è possibile sia per la spesa che per la deficienza d'acqua. Ci si contenta, allora, di munire di cacciate automatiche le testate delle fogne di minore pendenza (quelle in cui la velocità nelle ore diurne sia < 0.60 m/s) e di provvedere alle altre con spurghi più saltuari da effettuarsi con sversamenti di grossi volumi d'acqua da appositi secchioni nei pozzetti di testata, come si dirà.

Pochi dati sperimentali si posseggono circa l'entità e l'efficacia delle cacciate d'acqua. Esperienze effettuate in America su fogne tubolari di 200 mm di diametro con volumi di cacciata di 600÷1800 litri e portate di 25÷30 l/s mostra che il volume di cacciata non deve essere inferiore a 1200 litri e che l'efficacia della pulizia non si estende oltre i 180÷240 m. Se la pendenza della fogna supera l'uno per cento possono bastare anche volumi di 400÷500 litri per cacciata.

Per la determinazione del volume di cacciata W_c (mc) necessario per il lavaggio di un tratto di fogna di lunghezza L si può far ricorso alla formula di seguito:

$$W_c = \frac{Q_0 L \sqrt{gh_m}}{V_0 (V_0 + \sqrt{gh_m})}$$

in cui:

- Q_0 (mc/s) è la portata immessa in testa al tratto di fogna da lavare e defluente a pelo libero;
- V_0 (m/s) è la velocità di moto uniforme, corrispondente alla portata immessa Q_0 , di valore sufficiente ($V_0 \geq 0,60$ m/s) a rimuovere e trasportare a valle il materiale sedimentato;
- h_m (m) è l'altezza media della corrente di portata Q_0 .

Tale formula è stata ricavata nell'ipotesi, estremamente semplificata, che nel breve tratto di fogna in cui avviene

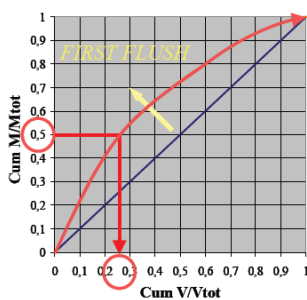
il lavaggio, i fronti delle onde, positiva e negativa, generati dalla cacciata si spostino a velocità costante.

Il pozzetto di cacciata è costituito da una vasca la quale si riempie lentamente per effetto di un rubinetto tarato collegato con l'acquedotto. Un sifone di cacciata si adescia quando l'acqua ha raggiunto un certo livello e scarica bruscamente il volume della vasca con una portata di parecchi litri al secondo. L'onda di portata che si produce nella fogna è sufficiente al trasporto delle materie depositate, ma la sua efficacia si va spegnendo e diventa piccola a distanze modeste, come già si è detto.

9.2. VASCHE PRIMA PIOGGIA

La gestione delle acque meteoriche rappresenta oggi un argomento di notevole rilevanza per la salvaguardia sanitaria ed ambientale della pubblica incolumità ed è oggetto di notevole attenzione.

Si ricorda che il regime delle precipitazioni in ambito urbano determina fenomeni di dilavamento di superfici



che, in base alla natura dell'insediamento, generano fonti di inquinamento più o meno sistematico.

Infatti durante i periodi di tempo secco, sulle superfici stradali, si assiste al deposito di varie sostanze sotto forma di polveri, materiali a varia granulometria ed oli. Ad esse si sommano materiali grossolani legati alla specifica attività locali e rifiuti vari abbandonati sul suolo.

In assenza di una pulizia frequente delle superfici, tali sostanze sono dilavate dagli eventi meteorici che, in relazione alla propria intensità, mobilitano i depositi trasportandoli fino alle caditoie ed alla rete fognaria delle acque meteoriche. Anche la rete fognaria nera è sede di sedimentazione di materiali che in assenza di portate idrauliche consistenti si vanno a depositare nei condotti fognari durante il tempo secco e si aggiungono alle sostanze dilavate in superficie.

Per il processo di dilavamento e risospensione che si viene a determinare, le prime acque che arrivano al recapito presentano una concentrazione molto elevata delle sostanze inquinate. Gli studi all'uopo sviluppati hanno dimostrato che se durante un evento perviene allo scarico un volume V_{tot} che trasporta una massa M_{tot} di sostanze inquinate, il 50% di tali sostanze raggiunge lo scarico nel primo 20-30% del volume. Questo fenomeno è detto del "first flush".

I principali fattori che influenzano il "first-flush" sono la durata del tempo secco antecedente l'evento piovoso, l'intensità dell'evento piovoso stesso e l'intensità delle attività che causano il deposito delle sostanze sul suolo.

I principali contaminanti per il ricettore sono costituiti da:

- sostanze sospese (solidi sospesi, metalli pesanti);
- sostanze flottanti (idrocarburi, oli e grassi);
- sostanze disciolte (pesticidi, composti organici tossici e non, nutrienti);
- microrganismi (batteri).

La caratterizzazione delle acque che pervengono in fognatura ed allo scarico, dopo il dilavamento delle superfici dipende quindi dalle attività svolte su di esse. Pertanto anche le aree oggetto del nostro intervento destinate al transito ed alla sosta di mezzi devono essere trattate in analogia a strade e parcheggi trafficati.

La necessità di intercettare le prime acque meteoriche risale agli ultimi trenta anni della storia tecnica ed è stata recepita all'interno del Decreto Legislativo 11 Maggio 1999, N.152 e successive modificazioni, con il recepimento di due direttive europee.

Tale necessità è stata ripresa dal vigente D.Lgs. 152/06 "Norme in materia ambientale" che recita all' articolo 113:

"1. Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare, disciplinano e attuano:

- a) le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;*
- b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.*

2. Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma 1 non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dalla parte terza del presente decreto.

3. Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari condizioni nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.

4. È comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee."

E' opportuno ricordare che molte Regioni hanno già provveduto a definirne i limiti di accettabilità. In particolare, la Regione Lombardia si è già espressa prima del D.lgs.152/99 tramite la legge regionale n.62 del 27 maggio 1985. Tale legge stabilisce che le acque di prima pioggia corrispondono ad una precipitazione di 5 mm

uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio;

Successivamente la Regione Veneto adottando il "Piano di Tutela delle Acque" con deliberazione della Giunta Regionale n. 4453 del 29/12/2004 ha prescritto che le acque di prima pioggia da trattare corrispondono ad un volume pari a 50 mc/ha. Anche la Regione Emilia Romagna nell'adottare il "Piano di Tutela delle Acque" con deliberazione della Giunta Regionale n. 633 del 22/12/2004, ha disposto in merito alle acque di prima pioggia le seguenti prescrizioni:

Ai fini della valutazione e quantificazione delle "acque di prima pioggia" si ritiene coerente, in prima istanza, far riferimento a quella corrispondente ai primi 2,5 - 5 mm di acqua uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dalla fognatura. [...] A fronte dei predetti parametri e della prassi progettuale consolidata, il volume di "acque di prima pioggia" da contenere e da assoggettare al trattamento risulta essere compreso tra 25 - 50 mc per ettaro, da riferirsi alla parte di superficie contribuente in ogni punto di scarico effettivamente soggetta ad emissione (ad esempio la pavimentazione soggetta a traffico veicolare).

Fissato il principio che le "acque di prima pioggia" sono i primi 5 mm di precipitazione di un assegnato evento meteorico su una superficie impermeabile, il mondo industriale ha proceduto a studiare le opere necessarie per eliminare gli scarichi non a norma nei ricettori finali.

Oggi esistono sul mercato molti impianti in grado di accumulare e trattare i primi 5 mm di acque piovane di dilavamento di superfici impermeabili, quali parcheggi e piazzali, ricche di detriti e di idrocarburi. Le acque vengono convogliate in vasche di varie forme e materiali e sono in grado di trattare le sostanze inquinanti che contengono. All'interno delle vasche sono presenti appositi impianti di dissabbiamento e disoleazione per il trattamento chimico-fisico dei reflui contenenti idrocarburi, solidi sedimentabili, ecc.

Nel nostro caso si è previsto di utilizzare le vasche tipo PALAGREEN realizzate con tubi in polietilene ed acciaio zincato classe DX51 D + ZF/Z, conforme alla norma UNI EN 10346, incorporato nella parete del tubo. L'accoppiamento continuo dell'anima in acciaio alle pareti in polietilene ottenuto mediante fissaggio chimico è in grado di assicurare la solidarietà polietilene-acciaio e la loro perfetta ed ininterrotta adesione. Esse risultano molto più leggere di quelle realizzate con altri materiali [ad esempio cemento, vetroresina, ecc.] con conseguente trasporto e posa in opera estremamente economici e rapidi.

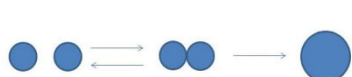
Infatti questo tipo di vasche raggiunge valori di resistenza allo schiacciamento fino a 20 kN/m² consente di ridurre il diametro esterno del tubo e la quantità di materia prima impiegata con evidenti benefici in termini di minore impatto ambientale e di facilità di posa.

Le vasche tipo PALAGREEN, pur essendo considerate deformabili cioè meno rigido del terreno circostante,

risultano molto più resistenti all'ovalizzazione rispetto ad un normale tubo strutturato in materiale termoplastico e facilita le operazioni di stoccaggio e posa in opera. Grazie alla leggerezza del materiale le vasche possono essere installate senza ricorrere all'impiego di grossi macchinari e conseguentemente con un notevole risparmio di tempi di lavorazione in cantiere e quindi con una importante riduzione dei rischi per la manodopera impegnata nella posa in opera.

Questo tipo di vasca può resistere oltre 150 anni di vita e può essere installata anche in ambienti dove è elevato il rischio della corrosione. Grazie all'impiego dell'acciaio zincato ed al suo completo ricoprimento da due strati di HOPE, essa garantisce la resistenza alla corrosione senza la necessità di una protezione catodica o altra protezione aggiuntiva.

Per separare gli oli minerali e gli idrocarburi durante gli eventi meteorici è previsto all'interno delle vasche l'inserimento di disoleatori statici per acque meteoriche con filtro a coalescenza. Essi sono alloggiati all'interno delle vasche ed in maniera naturale trattengono le sostanze galleggianti, in particolare gli idrocarburi e gli oli, che hanno una densità inferiore a quella dell'acqua. Ciò comporta che gli inquinanti tendono a separarsi dall'acqua per flottazione e a concentrarsi nella parte superiore dei comparti dove transitano le acque da trattare. La particolarità dei disoleatori a coalescenza è che, oltre ad avere una conformazione adatta alle vasche, favorisce la flottazione degli idrocarburi e la conseguente separazione per gravità. Come mostrato nella figura,



quando due goccioline sono vicine a una distanza compresa tra 10 e 100 micron, la superficie di avvicinamento della gocciolina si deforma e tra le

goccioline si forma una pellicola simile a un disco. Il film inizia a drenare e le forze superficiali (repulsione elettrostatica e attrazione di van der Waals) diventano evidenti.

Il filtro a coalescenza presenta al suo interno una speciale struttura conformata in modo tale da catturare e bloccare le goccioline d'olio. Queste ultime, trattenute sulla superficie stessa, si uniscono spontaneamente in gocce più grandi, per poi essere convogliate in una apposita vasca di raccolta dell'olio. La coalescenza delle goccioline d'olio è un processo chiave per una depurazione efficace dell'acqua raccolta su superfici sporche. La coalescenza è un processo complesso che dipende da eventi meccanici (collisioni di goccioline) e dalle proprietà fisico-chimiche dell'olio e dell'acqua. Queste proprietà del fluido includono la capacità delle goccioline di avvicinarsi l'una all'altra in un "evento di collisione", la capacità delle goccioline di deformarsi durante la collisione e la capacità di qualsiasi entità stabile sulla superficie della gocciolina, di drenare o muoversi in modo che possano fondersi in una singola goccia di dimensioni maggiori. Il trattamento della maggior parte dell'acqua prodotta dipende dai parametri incorporati nella legge di Stokes. Questi parametri sono la differenza di densità tra olio e acqua, la viscosità della fase continua (acqua) e il diametro delle goccioline di olio da separare. Poiché

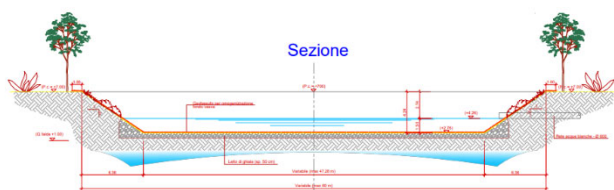
la velocità di salita delle goccioline d'olio dipende dal quadrato del diametro delle goccioline d'olio, la dimensione delle goccioline d'olio è cruciale per chiarificare l'acqua oleosa nel contenitore e nel serbatoio. Il processo di aumento delle dimensioni delle goccioline di olio attraverso la coalescenza è un processo che consente la chiarificazione dell'acqua entro un tempo ragionevole in un dispositivo di dimensioni ragionevoli.

Considerando la coalescenza come un processo in tre fasi, è facile capire in che modo fattori come il tasso di collisione delle goccioline, le dimensioni delle goccioline di olio, la tensione interfacciale olio/acqua e le caratteristiche del film delle goccioline di olio influenzano la crescita delle dimensioni delle goccioline di olio.

9.3. VASCA DI INFILTRAZIONE

Come detto nei paragrafi precedenti, nel rispetto della teoria dell'invarianza idraulica, in progetto è prevista la realizzazione di due vasche di infiltrazione lungo l'Asse 3 di progetto non essendovi possibilità di scaricare le acque stradali di detta arteria in recapiti naturali o collettori esistenti.

Delle due la vasca Vinv2 è quella che presenta maggiori problemi ai fini del dimensionamento in quanto un



condizionamento al volume invasabile è costituito in termini altimetrici dalla quota più bassa di ingresso delle acque da laminare nella vasca e conseguentemente del poco spessore di terreno sottostante per evitare lo scarico diretto in falda delle

acque raccolte. Determinante, pertanto, ai fini della scelta della soluzione è la caratterizzazione dei terreni sottostanti al fondo vasca e la quota a cui è presente la falda dell'area.

Va detto che non esistono nelle aree delle due vasche sondaggi puntuali ma comunque è possibile utilizzare i risultati delle indagini effettuate dal RTP in questa fase progettuale in prossimità delle vasche ed alcuni dati ricevuti da Invitalia.

I dati evidenziano una situazione di sostanziale omogeneità nella zona in esame, con una successione stratigrafica caratterizzata dalla presenza di:

- detriti o depositi antropici per una profondità variabile tra 1,5 e 3 m dal p.c.;
- sabbie limose o limi sabbiosi al di sotto dei 3 – 4 m dal pc.

Inoltre, le prove Lefranc effettuate in uno dei tre sondaggi (sondaggio S3) evidenziano una soggiacenza della falda nell'area a circa 5,00 dal piano campagna corrispondete in termini di quota assoluta ad quota di circa +1,00

sul livello medio mare.

Relativamente ai dati della falda va precisato che il sondaggio S3 è rappresentativo di un dato puntuale in una zona non propriamente coincidente con quella dove è ubicata la vasca e che la prova è stata eseguita in presenza di emungimento del TAF operante nell'area SIN. Ciò significa che in condizioni ordinarie la quota della falda può risultare leggermente più alta. Inoltre alcuni dati dell'anno 2021 evidenziano la presenza della falda ad una profondità oscillante intorno ai 3,00 m.s.m. nell'area di realizzazione della vasca. Tuttavia, con la realizzazione del nuovo TAF può assumersi come a 1,0 m.s.m. la quota della falda

In base ai dati sopra riportati risulta che il fondo della vasca Vinv2 è impostato all'interno delle sabbie limose o limi sabbiosi e che questi terreni, sulla base delle prove di permeabilità condotte su di essi, risultano caratterizzati da un valore di permeabilità $K=3 \times 10^{-6}$ m/s. Pertanto, in fase di dimensionamento della vasca si è assunto come valore della permeabilità K dei terreni sottostanti la vasca il valore di K 10-6.

Inquadrata la natura dei terreni e la quota a cui è presente la falda, la progettazione della vasca è stata subordinata alle quote di immissione delle tre reti fognarie stradali e bianche di progetto in quest'ultima. In particolare, determinante ai fini del dimensionamento, è la quota di immissione della rete fognaria bianca che è la più profonda delle tre e che risulta a 3,55 m slm e quindi a 2,65 dal pc. Per evitare che il pelo libero della vasca possa rigurgitare le acque della fogna in occasione di eventi meteorologici ravvicinati, a garanzia di sicurezza si è previsto, avendone la possibilità, di realizzare uno scarico di troppo pieno, a quota 3.20 mslm che mediante una tubazione DN 700 lunga circa 700 mt convoglia a gravità la massima portata prevista in progetto nel Fosso Biancettaro. La quota 3.20 sul livello medio marino è quindi la quota massima invasabile. Per il rispetto della normativa vigente⁵ che vieta l'immissione diretta in falda il tirante idrico massimo nella vasca di laminazione è stato fissato in 1,00 metri per il rispetto di quanto prevista dal D.L.gvo 152/06 che vieta lo scarico in falda ma permette, previa autorizzazione, lo scarico nei primi strati del sottosuolo e quindi sfruttare la porosità di materiale molto più drenante dei primi 50 cm dello strato sottostante al fondo vasca

Fissato il fondo vasca a quota 2,70 mslm, per utilizzare la vasca come "struttura serbatoio" si è previsto di inserire uno strato drenante di circa 50 cm, costituito da ciottoli e ghiaia, la cui permeabilità K, in m/s, è pari 10-2. Con tale morfologia della vasca, in base ai dati raccolti, si è in grado di garantire uno spessore di terreno in loco di almeno 1,00 m sulla falda presente a circa 4,00 m di profondità dal piano campagna. Pertanto, allo strato di

⁵ Decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 - Norme in materia ambientale
104. Scarichi nel sottosuolo e nelle acque sotterranee
1. È vietato lo scarico diretto nelle acque sotterranee e nel sottosuolo.

terreno di spessore di circa 50 cm è affidato il compito di accumulare le acque raccolte e disperdere con tempi più lunghi nei sottostanti limi sabbiosi aventi un K pari a 10^{-6} le stesse.

Con questa geometria della vasca si è in grado di garantire la possibilità di realizzare uno strato filtrante ad alta permeabilità disotto della vasca di 50 cm, uno strato di terreno a bassa permeabilità di circa 1,0 m a tutela della falda esistente.

Con questa sistemazione si è valutato il tempo necessario per smaltire il volume accumulabile e dai dati disponibili risulta che il tempo di smaltimento del volume di 1200 mc è pari a circa 16 ore con uno strato drenante 0,50.

Per la seconda "struttura serbatoio" si è assunta la stessa volumetria della prima, sebbene le portate in arrivo sia notevolmente minore della prima vasca, per ridurre i rischi di allagamenti in occasione di più eventi ripetuti nel tempo non essendo possibile, in questa fase, prevedere l'utilizzo di recapiti naturali in cui convogliare con sfioro le portate raccolte.